

UNIVERSITE D ALGER 10/78  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

LABORATOIRE CENTRAL  
SONIPEC  
<B' A ET B'>

Proposé par  
SNERI

Etudié par  
N HAMEG

DIRIGE PAR  
ING GHEORGHE MOMANU  
Maitre Assistant à L ENPA

Promotion: Juin 1978

UNIVERSITE D ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

LABORATOIRE CENTRAL  
SONIPEC  
< B<sup>T</sup> A" ET B" >

Proposé par  
SNERI

Etudié par  
N HAMEG

DIRIGE PAR  
ING GHEORGHE MOMANU  
Maitre Assistant à L ENPA

Promotion: Juin 1978



A ,

Mes Parents,

Mes Freres,

Mes Sœurs,

Mes Amis,

Que tous les Professeurs qui ont contribué, de près ou de loin, à ma formation, trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je remercie particulièrement, mon promoteur, M<sup>r</sup> GHEORGHE MOMANU, pour sa précieuse collaboration.

Mes remerciements à tous les membres du Bureau d'études de la SNERI.



## Table des matières.

1. Introduction	1
2. Calcul des éléments	5
3. Etude au séisme	35
4. Charges verticales	41
5. Charges horizontales	67
6. Superposition des efforts	76
7. Ferrailage des portiques	87
8. Etude des Fondations	111

# INTRODUCTION



L'étude consiste au calcul de résistance d'un laboratoire central de la SONIPEC composé.

- d'un bâtiment administratif (RDC+2 étages) regroupant l'équipe de Direction, la section administrative, ainsi que tout l'équipement destiné à la formation information
- d'un bâtiment (RDC+1<sup>er</sup> étage) regroupant les laboratoires permettant la réalisation de contrôles et de recherches sur les matières premières, l'atelier expérimental de tannerie

Ce projet sera implanté à Bourmerdes  
des joints de dilatations sont prévus, et divisent l'ossature en quatre parties A, A', B', B

cette étude sera limitée au calcul des parties A' et B'

#### Taux de travail du sol

la contrainte admissible a été évalué à  $2 \text{ kg/cm}^2$

#### Ossature.

un béton de propreté d'une épaisseur moyenne de 10cm est prévu. sous les semelles isolées et continues.

- en élévation l'ossature sera composée de poutres et poteaux, le contreventement sera assuré par ces portiques

- les poutres de chaînages (ceintures) seront souples afin de transmettre les efforts qu'elles reçoivent aux fondations

#### Planchers.

Pour des raisons d'économie, d'isolation phonique et de rapidité d'exécution on choisit un plancher à corps creux (16+4) pour tous les niveaux

#### Escaliers

seront à construire étage par étage en même temps que le gros œuvre, de façon à limiter l'emploi des échelles au minimum.

#### Maconnerie

- Murs extérieurs (25cm)

2 cloisons de 10cm. (Brique creuse)

1 vide d'air. 5cm

- Murs intérieurs (cloison de séparation) en brique creuse de 10cm

N.B. la structure du Bâtiment B' sera prévue de telle sorte qu'un étage supplémentaire puisse être construit lors d'un agrandissement ultérieur



## Predimensionnement des elements

### Batiment B'

#### poutres secondaires

$$l = 5,75 \text{ m.}$$

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 38,5 \leq ht \leq 57,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit } ht = 50 \text{ cm.} \quad 0,3ht \leq b \leq 0,5ht \Rightarrow 18 \leq b \leq 25$$

$$\text{soit } b = 18 \text{ cm.}$$

#### poutres principales

$$l = 7,1 \text{ m.} \quad 47 \leq ht \leq 70,5 \rightarrow ht = 60 \text{ cm.}$$

$$18 \leq b \leq 30 \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm.}$$

poteaux. les poteaux interieurs auront une section  $25 \times 40$   
 les poteaux exterieures auront une section  $25 \times 50$   
 dimensions imposees par l'architecture.

#### poutres de chainages (ceintures)

$$\text{sens transversal.} \quad ht = 50 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{sens Longitudinal.}$$

$$ht = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

### Batiment A'

#### poutres secondaires

$$l = 4,50 \text{ m.}$$

$$28,3 \leq ht \leq 45 \text{ cm} \quad \text{soit } ht = 40 \text{ cm.}$$

$$0,3ht \leq b \leq 0,5ht \quad \text{soit } 12 \leq b \leq 20 \quad \text{soit } b = 15 \text{ cm.}$$

$$ht = 40 \text{ cm.} \quad b = 15 \text{ cm}$$

#### poutres Principales

$$l = 4,50 \text{ m.} \quad ht = 45 \text{ cm.} \quad b = 25 \text{ cm. (dimension du po$$

#### poutre P5

$$l = 8,50 \text{ m.} \quad ht = 65 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm.}$$



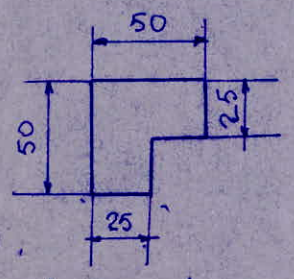
poutres de chainages (ceintures)

sens transversal       $ht = 40\text{cm}$   
                                  $b = 25\text{cm}$

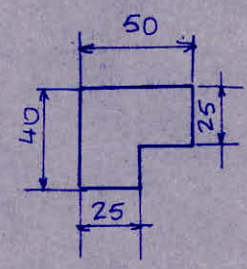
sens longitudinal       $ht = 25\text{cm}$   
                                  $b = 25\text{cm}$

poteaux      les poteaux intérieurs auront une section  $25 \times 40$   
                         les poteaux extérieurs auront une section  $25 \times 50$   
                         cette section a été imposée par l'architecture.

poteaux en L



poteaux extérieurs



Poteaux intérieurs



Caractéristiques Mécaniques et contraintes Admissibles  
des matériaux Constituant le Béton Armé.

I. Béton.

le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA325 à contrôle atténué. Grosseur des granulats  $5/15 \text{ mm} = C_g$ .  
 Résistance nominale de compression  $\sigma_{28}' = 2f_0 \text{ bars}$ .  
 " " de traction  $\sigma_{28}' = 28,2 \text{ bars}$ .

Contrainte de compression admissible (CCBA 68. art. 9.4)

$$\bar{\sigma}_b' = \rho_b' \times \sigma_n', \quad \rho_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot E.$$

$\alpha$  = fonction de la classe de ciment utilisée ( $\alpha=1$  classe 250/325).

$\beta$  = dépend de l'efficacité du contrôle ( $\beta=5/6$ , contrôle atténué).

$\delta$  = dépend des épaisseurs relatives ( $h_m$ ) des éléments de construction et des dimensions des granulats ( $C_g$ ).  $\delta = 1$

$\delta$  = dépend de la nature de la sollicitation:  $\delta = \begin{cases} 0,30 \text{ en compression simple.} \\ 0,60 \text{ en flexion simple.} \end{cases}$

En flexion composée:

$\delta = 0,60$  quand l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,30(1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{ds le cas contraire} \end{cases} \quad \text{qd l'effort normal est une compression.}$$

où  $e_0$  est l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.d.g de la section de béton seul.

$e_1$ : distance de la limite du noyau central au C.d.g de la section de Béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Les valeurs ci-dessus de  $\delta$  sont multipliées par 1,5 quand il s'agit d'une sollicitation pondérée du 2<sup>nd</sup> genre.

$E$  = dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre ( $E=1$ ) en compression simple.

$0,5 \leq E \leq 1$  dans les autres cas.

on aura donc en compression simple:  $\bar{\sigma}_{b_0}' = 1 \times 5/6 \times 0,3 \times 1 \times 1 \times 2f_0 = 67,5 \text{ bars}$  sous SP1.

$\bar{\sigma}_{b_0}' = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ bars}$  sous SP2.

Contrainte admissible en flexion simple:

$\bar{\sigma}_b' = 135 \text{ bars}$  sous SP1

$\bar{\sigma}_b' = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars}$  sous SP2.



Contrainte de référence en traction:

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_n' \quad \text{avec } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \quad \text{où } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_n'}$$

soit  $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars.}$

II. Aciers:

les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en deux catégories.

1. Aciers doux:

ronds lisses de nuance Fe E22,  $\sigma_{en} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$   
contrainte admissible en traction:

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \times 2200 = 1467 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2.}$$

2. Aciers à haute adhérence:

de nuance Fe E40 ( $\phi \leq 20 \text{ mm}$ ),  $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \times \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2.}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton:

la théorie de fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture de fissures en flexion et en traction, supposée normale à la direction de l'armature. On définit le pourcentage de fissuration  $\bar{w}_f$ :  $\bar{w}_f = A/B_f$ .  $\left\{ \begin{array}{l} A = \text{section d'acier} \\ B_f = \text{section du béton} \end{array} \right.$

suivant les valeurs de  $\bar{w}_f$ , 2 types de fissuration sont susceptibles de se produire.

- Fissuration systématique: lors de la mise en traction des aciers, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture, les contraintes de traction admissibles sont données par

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

- Fissuration accidentelle: due aux effets de retrait, de variation de température.....

$$\sigma_2 = 2,4 \left( \frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b \right)^{1/2}$$

$\phi$  = diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue.

$\eta$  = coefficient de fissuration.

$k = \begin{cases} 10^6 & \text{fissuration préjudiciable.} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$



CALCUL  
DES  
ELEMENTS

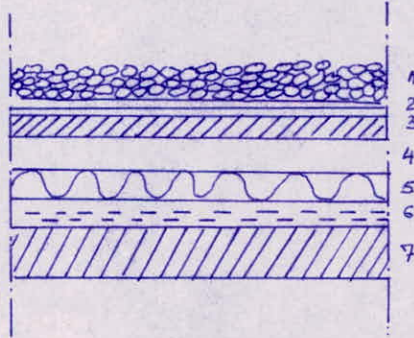


# PLANCHER TERRASSE

## 1. Calcul des charges et surcharges

a. charges permanentes (valable pour les deux Batiments Act B)

.. Isolation



1	Gravier ( $1600 \text{ kg/m}^3$ )	$80 \text{ kg/m}^2$
2	isolation hydrofuge (1cm)	$6 \text{ kg/m}^2$
3	chape de protection (1cm)	$20 \text{ kg/m}^2$
4	isolation thermique (3cm)	$12 \text{ kg/m}^2$
5	Barrière de vapeur (carton asphalté)	$2 \text{ kg/m}^2$
6	diffusion de vapeur (carton perforé)	$4 \text{ kg/m}^2$
7	Béton de pente (6cm) $2000 \text{ kg/m}^3$	$126 \text{ kg/m}^2$

poïds de l'isolation.  $244 \text{ kg/m}^2$ .

-	plancher corps creux. (16+4)	$250 \text{ kg/m}^2$
-	enduit de plâtre (2cm) $1800 \text{ kg/m}^3$	$36 \text{ kg/m}^2$

$$G = 244 + 250 + 36 = 530 \text{ kg/m}^2$$

b. surcharges

pour les deux Batiments les terrasses sont inaccessibles.

surcharges d'exploitation:  $100 \text{ kg/m}^2$ .

## 2. Hypothèses de chargement

- les charges et surcharges seront supposées uniformément réparties sur les poutrelles et les poutres secondaires
- les poutrelles seront calculées simplement appuyées sur les poutres secondaires
- les poutres secondaires sont continues sur les appuis



### 3. calcul des efforts et dimensionnement des sections

#### 3.1. calcul des poutrelles du Batiment B'

sollicitation à considerer

$$G + 1,2P.$$

entraxe des poutrelles : 0,65 m.

$$l = 2,32 \text{ m}$$

$$G + 1,2P = 530 + 1,2 \cdot 100 = 650 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ (mt. isostatique)}$$

$$q = 650 \times 0,65 = 422,5 \text{ kg/ml.}$$
$$M_0 = \frac{422,5 \cdot 2,32^2}{8} = 284,3 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{422,5 \cdot 2,32}{2} = 490,1 \text{ kg.}$$

je considere une section rectangulaire 20 x 12.  
enrobage 3cm.  
h = 17cm.

pour la determination de la section d'acier j'utilise les coefficients de Charon.

$$\mu = \frac{M n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{284,3 \cdot 15 \cdot 10^3}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0439$$

$$k = 41,4 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41,4} = 67,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon = 0,9114 \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{284,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9114 \cdot 17} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 278 \cdot 1 \text{ cm}^2.$$

Verification :

condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 h} > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad A > 12 \cdot 17 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,20 \text{ cm}^2.$$

condition aux appuis

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{490,1}{2800} = 0,18 \text{ cm}^2$$

condition verifiee en continuant les 278 jus qu'aux appuis

adherence.

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi d \bar{\sigma}_b$$

w       $\psi d = 1,5$  pour H.A

$$\bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{m p z} \quad z = 15,49 \text{ cm.}$$

$$p = 2,51 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{490,1}{2,251 \cdot 15,49} = 6,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

.. fissuration.

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{m \bar{\sigma}_b k}{\phi}}$$

tableau  $\rightarrow \sigma_2 = \sqrt{1,6} \cdot 2042 = 2583 \text{ bars}$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1+10w_f}$$

$$w_f = \frac{A}{B} = \frac{1}{2,3 \times 12} = 0,0139$$

$$\sigma_1 = \eta = 1,6 \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,0139}{1+10 \cdot 0,0139} = 3661 \text{ bars.}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3661 \text{ bars.}$$

$$\sigma_a = \text{mf}(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

calcul des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} \quad z = \frac{7}{8} h = 14,88 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{490,1}{12 \cdot 14,88} = 2,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \quad \bar{\sigma}'_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  je peux mettre des cadres verticaux  
 $\bar{\sigma}_{at}$  = contrainte admissible des armatures transversale.  
 $\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_b$

$$f_a = \max\left[\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b}\right] = 0,95$$

acier FeE22.  $\bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,95 \cdot 2200 = 2090 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$t_1 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,57 \cdot 14,88 \cdot 2090}{490,1} = 36,17 \text{ cm.}$$

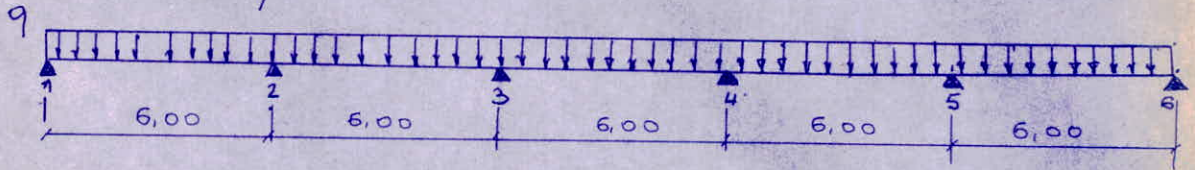
$$\bar{t} = \max \left( \begin{array}{l} h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \\ 0,2h \end{array} \right) \quad \bar{t} = 14 \text{ cm.}$$

$t = \min(\bar{t}, t_1) = 14 \text{ cm.}$  le 1<sup>er</sup> cadre semet à  $\frac{t}{2}$   
 pour disposition constructive voir plan. n=



### 3.2 calcul des poutres secondaires du Batiment B'

La poutre secondaire reçoit la réaction des poutrelles mais parceque les poutrelles ne sont pas très espacées (entre axe 0,65m) je considère que la charge est uniformément répartie sur la poutre secondaire



- portée libre de la poutre : 5,75 m .  $b_0 = 18\text{cm}$   $h_t = 50\text{cm}$   
 - entre axe des poutres : 2,50 m

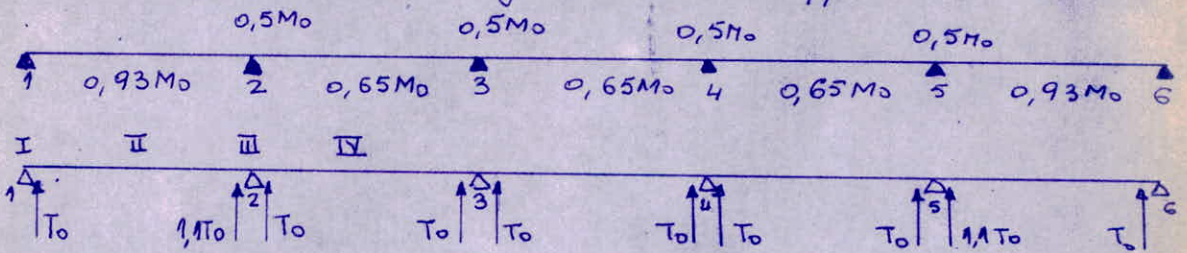
$$q_1 = 650 \cdot 2,50 = 1625 \text{ kg/ml}$$

$q_2$  = poids propre de la poutre

$$q_2 = 0,18 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 202,5 \text{ kg/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 1827,5 \text{ kg/ml}$$

pour la détermination des efforts j'utilise la méthode exposée dans le CCBA 68 Art.55 qui est applicable pour ce cas d'où j'aurai les coefficients suivants



$M_0$  = moment de la travée indépendante

$T_0$  = effort tranchant de la travée indépendante

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1827,5 \cdot 5,75^2}{8} = 7552,7 \text{ kg.m}$$

Moment en travée .o

- travée de rive  $M_t = 0,93 M_0 = 7024 \text{ kg.m}$

- travée intermédiaire  $M_t = 0,65 M_0 = 4909,3 \text{ kg.m}$

Moment flechissant sur appui

- appui de rive :  $M = 0$

- appui intermédiaire  $M_t = 0,5 M_0 = 3776,4 \text{ kg.m}$

efforts tranchants

$$T_{01d} = \frac{q l}{2} = \frac{1827,5 \cdot 5,75}{2} = 5254 \text{ kg}$$

$$T_{02g} = 1,1 \frac{q l}{2} = 1,1 \cdot 5254 = 5779,5 \text{ kg}$$

$$T_{02d} = T_{01d} = T_{03g} = T_{03d} = \dots$$



- Diagramme des moments flechissants

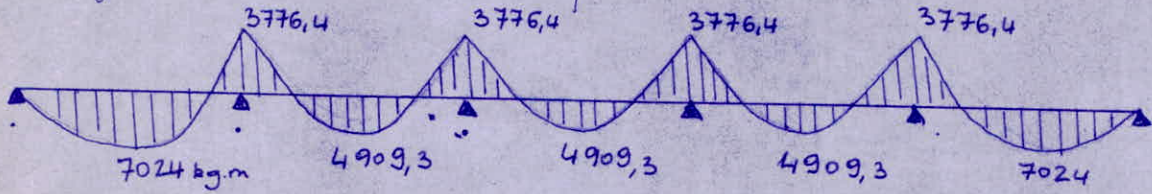
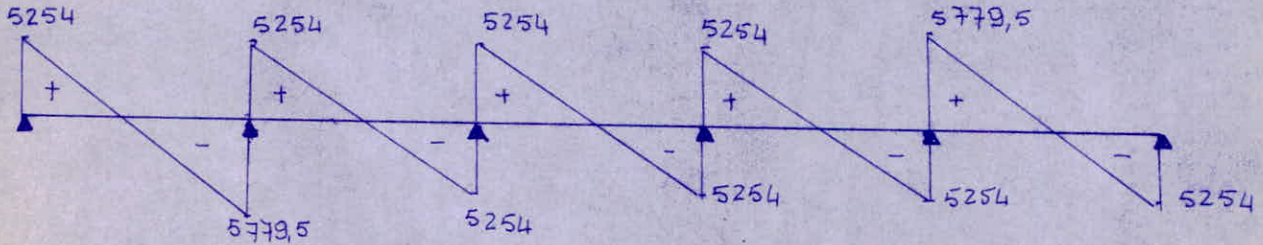
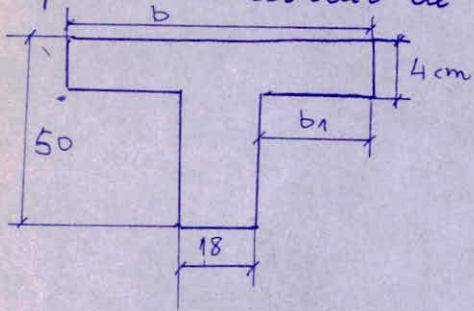


Diagramme des efforts tranchants



- Détermination de la largeur de la table de compression pour le calcul de la section en T



$$b_1 < \frac{l}{10} = 57,5 \text{ cm} \quad h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$$

$$b_1 < \frac{232}{2} = 116 \text{ cm} \quad b_0 = 18 \text{ cm}$$

$$6h_0 < b_1 < 8h_0 \quad 24 < b_1 < 32 \text{ cm}$$

$$b_1 = 28 \text{ cm} \quad b = 2b_1 + 18 = 74 \text{ cm}$$

- pour la détermination des sections d'aciers pour une section en T. y'utilise les coefficients de Charon.

calcul de  $\mu \rightarrow k, \alpha$

calculer  $y_1$  (axe neutre)  $y_1 = \alpha h$

comparer  $y_1$  à  $h_0$

si  $y_1 \leq h_0$  calcul comme une section rectangulaire  $b \times h$   
 si  $y_1 > h_0$  (l'axe neutre tombe dans la nervure)

calcul  $\theta = \frac{h_0}{h}$ ,  $\beta = \frac{b_0}{b}$  et  $\mu$  déterminer  $\alpha$  à l'aide de l'abaque 3 (Charon)

- calculer  $f = \frac{\theta}{\alpha}$  déterminer c à l'aide de l'abaque 6

calculer Z avec  $Z = h \left[ 1 - \frac{\theta}{2} + c\alpha \right]$

$$A = \frac{M}{\sigma_a Z} \quad \text{ensuite vérifier } \sigma_{im} < \sigma_{tb_0}$$

- pour les sections rectangulaires (coef. Charon)



les résultats seront donnés sous forme de tableau

Section	I	II	III	IV
M ou T (kg)	T = 5024 (kg)	M = 7024 (kg.m)	M = 3776,4 kg.m	M = 4909,3 kg.m
A (cm <sup>2</sup> )	1,79	5,77	3,25	4 cm
A adoptée	3T16	3T16	3T12	3T14

Vérifications : condition de non fragilité  
 $A > b_0 h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \geq 0,81 \text{ cm}^2$

conditions aux appuis  
 $C = \frac{2T}{b_0' b_0} = \frac{2 \cdot 5254}{18 \cdot 68,5} = 8,52 \text{ cm} < a = 25 \text{ cm}$

appui intermédiaire  
 $T + \frac{M}{Z}$  (M pris avec son signe)  
 $T + \frac{M}{Z} < 0$  inutile. aciers inférieurs.

- adhérence  $\bar{\sigma}_{plI} = \frac{T \pm}{\eta p Z} = \frac{5254}{3 \cdot 3,14 \cdot 1,6 \cdot 40,25} = 8,66 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$

- fissuration  
 $\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = 4486 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul des armatures transversales

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 Z} = \frac{1,1 \cdot 5254}{18 \cdot 40,25} = 7,98 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 20 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  etats verticaux.

$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en}$   $\bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 0,85$   $\bar{\sigma}_{at} = 1869,38 \text{ kg/cm}^2$   
 $A_t = 2 \text{ cadre } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$t_1 = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 14 \text{ cm}$   $\bar{t} = 27,33 \text{ cm}$

$t = \min(\bar{t}, t_1) = 14 \text{ cm}$

- le 1<sup>er</sup> cadre se met à  $\frac{t}{2}$  et les autres (suite de caquot)



3.3. poutrelles du Batiment A'

il y a trois types de poutrelles

- type. A (l = 2,10 m)
- type. B (l = 1,60 m)
- type. C (l = 2,85 m)

type. A

$$q = 650 \cdot 0,65 = 422,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{422,5 \cdot 2,10^2}{8} = 232,9 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 443,7 \text{ kg}$$

section 20x12 (kt. b)

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0360$$

$$k = 46,6$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$E = 0,9188$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,53 \text{ cm}^2$$

J'adopte une section  $A = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$

effort tranchant  $A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{443,7}{2800} = 0,16 \text{ cm}^2$

condition. non fragilité continue les 2T8 jusqu'aux appuis

$$A > b_0 h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

- adhérence  $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p_2} = \frac{443,7}{5,02 \cdot 15,49} = 5,71 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$

fissuration vérifiée (voir B! B)

type. C

$$q = 422,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{422,5 \cdot 2,85^2}{8} = 428,79 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{428,79 \cdot 15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0663$$

$$k = 33,1$$

$$\bar{\sigma}_b = 84,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0,96 \text{ cm}^2$$

J'adopte  $A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

type. B

J'adopte le même ferrailage que la poutrelle type A

- pour les armatures transversales j'adopte le même écartement que les poutrelles du Batiment B.

∴ armatures (FEEZ,  $\phi 6$ )

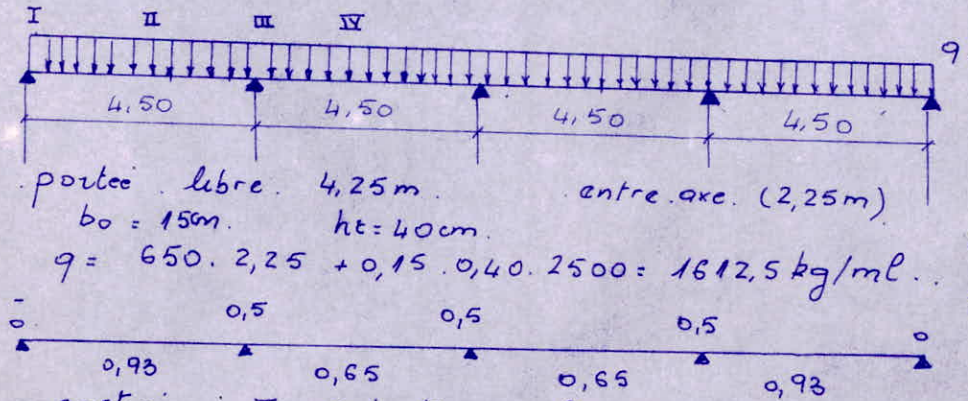
- pour les dispositions constructives voir plan n°



3.4. calcul des poutres secondaires du Batiment A'  
 j'ai 2 types de poutres secondaires à calculer.

a. poutre secondaire PN2

même hypothèse de calcul et même méthode de détermination des efforts et des sections que la poutre secondaire du Batiment B



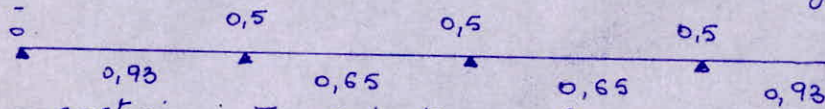
portée libre 4,25m. entre axe. (2,25m)

$b_o = 15\text{cm}$ .  $h_t = 40\text{cm}$ .

$q = 650 \cdot 2,25 + 0,15 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 1612,5 \text{ kg/ml}$ .

$M_o = \frac{q l^2}{8} = 3641 \text{ kgm}$

$T_o = \frac{q l}{2} = 3426,6 \text{ kg}$



section en T. ( $b = 71\text{cm}$ ,  $h = 36\text{cm}$ )

Les sections d'acier seront données dans le tableau suivant

section	I	II	III	IV
M ou T kgm kg.	7:3426,61	M= 3386,1	M= 1820,5	2366,7.
A (cm <sup>2</sup> )	1,22	3,54	1,99	2,46
A adopt.	3T14	3T14	3T10	3T12

Verification:

condition de non fragilité

$A > b_o h \cdot 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,58 \text{ cm}^2$

condition aux appuis

- Rive  $c = \frac{2T}{b \sigma_{bo}} = \frac{2 \cdot 3426,6}{15 \cdot 68,5} = 6,67 \text{ cm} < a = 25 \text{ cm}$ .

- intermédiaire

$\frac{T+M}{Z} = 1,1 \cdot 3426,6 - \frac{1820,5 \cdot 10^2}{32,62} < 0$

n'est pas nécessaire de mettre des aciers inférieurs.



adhérence.

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{mPZ}$$

Rive  $\bar{\sigma}_d = \frac{3426,6}{3 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot 31,5} = 8,25 \text{ kg/cm}^2$

intermédiaire

$$\bar{\sigma}_d = \frac{1,1 \cdot 3426,6}{3 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot 31,5} = 12,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 Z} = 7,98 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b = 20,24 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  étriers verticaux.

$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_b$

$$f_a = 0,85$$

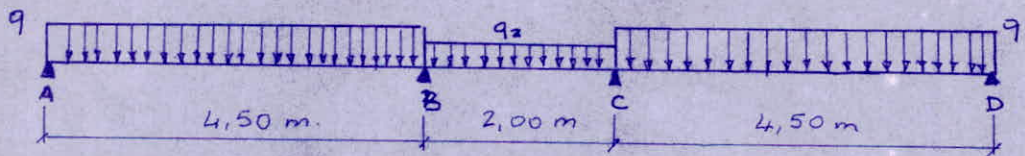
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,85 \cdot 2200 = 1869,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_1 = A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} Z = 17,65 \text{ cm} \quad \bar{t} = 21,39 \text{ cm}$$

$$t = \min(t_1, \bar{t}) = 17,65 \text{ cm. soit } t = 16 \text{ cm.}$$

le 1<sup>er</sup> cadre se met à  $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$ . et les autres seront répartis d'après la suite de Coquot

b. poutre secondaire PN1



$$l_1 = 4,25 \text{ m (portée libre)}$$

entre. ave des poutrelle = 3,00 m

$$b_0 = 15 \text{ cm} \quad ht = 40 \text{ cm.}$$

$$q_1 = 650 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,00 + 0,15 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 2100 \text{ kg/ml.}$$

$$q_2 = 0,15 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 150 \text{ kg/ml.}$$

- pour la détermination des efforts j'utilise la méthode de Cross

Rigidité  $I_{AB} = I_{BC} = I_{CD} = I$

$$R_{BA} = \frac{3}{4} \cdot \frac{I_{BA}}{l_{BA}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{4,25} = 0,171 \cdot I$$

$$R_{BC} = \frac{I_{BC}}{l_{BC}} = \frac{1}{1,75} \cdot I \quad R_{CD} = 0,171 \cdot I$$



Coefficient de Repartition

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = \frac{0,171 I}{(0,571 + 0,171) I} = 0,230 = C_{CD}$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BA} + R_{BC}} = \frac{0,571 I}{(0,571 + 0,171) I} = 0,770 = C_{CB}$$

$M^{(0)}$ : Moment d'encastrement parfait

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = -9 \frac{l_{BA}^2}{8} = 2100 \cdot \frac{4,25^2}{8} = -4741,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{CD} = +9 \frac{l_{CD}^2}{8} = +4741,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{BC} = +9 \frac{l_{BC}^2}{12} = 150 \cdot \frac{1,75^2}{12} = +38,3 \text{ kg.m}$$

$$M_{CB} = -9 \frac{l_{BC}^2}{12} = -38,3 \text{ kg.m}$$

$$M_{DC} = 0$$

	B		C	
Barre	BA	BC	CB	CD
Coef Repart	0,230	0,770	0,770	0,230
M(P)	-4741,5	+38,3	-38,3	+4741,5
B(L)	+1081,74	+3621,46	+1810,73	
C(L)		-2507,86	-5015,73	-1498,2
B(L)	+576,81	+193,05	+965,53	
C(L)		-371,73	-743,45	-222,07
B(L)	+85,5	+286,23	+143,12	
C(L)		-55,10	-110,20	-32,92
B(L)	+12,67	+42,43	+21,22	
C(L)		-8,17	-16,34	-4,88
B(L)	+1,88	+6,29	+3,15	
C(L)		-1,21	-2,42	-0,72
	2982,90	2982,69	2982,69	2982,71



soit  $M_B = M_C = 2982 \text{ kg.m}$

Moment en travée

travée AB.

$$M_x = \frac{qL}{2} \cdot x - qx^2 - M_A + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} \cdot x$$

avec  $x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{qL}$  (pt où le moment est maximum)

$x = 1,80 \text{ m}$ .  $M_x = 3367,5 \text{ kg.m}$

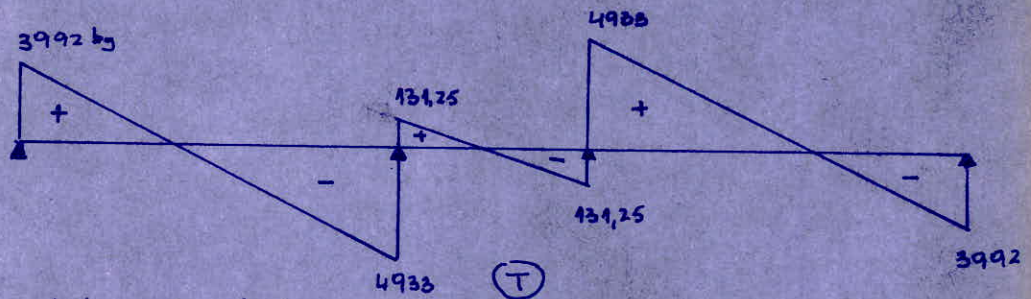
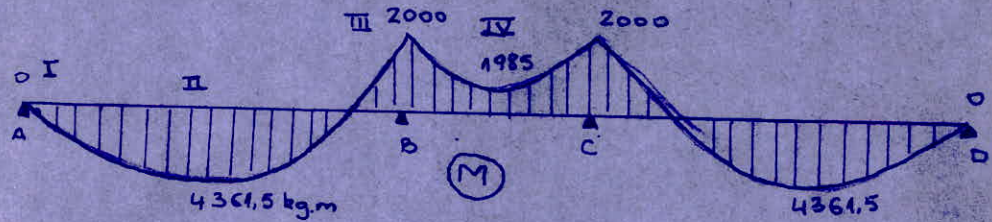
travée BC.

$$x = \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{qL_{BC}} \quad M_B - M_C = 0$$

$$x = \frac{L_{BC}}{2} = 0,88 \text{ m} \quad M_x = \frac{qL_{BC}}{2} x - qx^2 - M_B + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} x$$

$M_x = -2924,6 \text{ kg.m}$

en se référant à l'article 55,32 du CCBA.68 on réduit les moments sur appui de  $\frac{1}{3}$  de leur valeur et également les moments en travée  $\frac{1}{3}$  en conséquence d'où j'aurai les diagrammes suivants.



détermination des sections d'aciers

section en T ( $b = 75 \text{ cm}$ ;  $h = 37 \text{ cm}$ )

section  $\square$  ( $b = 15$ ;  $h = 37$ )

même méthode de détermination que dans 34

Résultats sont donnés dans le tableau suivant.



Section	I	II	III	IV
M <sub>OUT</sub>	T = 3992	M = 4361,5	M = 2000	M = 1985
A (cm <sup>2</sup> )	1,43	4,45	2,14	2
A adoptée	3T14	3T14	3T12	3T12

Verifications

condition de non fragilité

$$A \geq b_0 h \frac{0,69 \bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 15,37 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,54 \text{ cm}^2$$

condition aux appuis

- Rive T = 3992 kg

$$C = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 3992}{15,68,5} = 7,77$$

$$C < a = 25 \text{ cm}$$

C. intermédiaire

T = 4933 kg

$$T + \frac{M}{Z} < 0$$

acier inférieurs inutile

armature transversales

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 Z} = \frac{4933}{15,32,38} = 10,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \left( \frac{4,5 \cdot 75,3}{68,5} \right) 5,9 = 20,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

étriers verticaux

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{cn}$$

$$\sigma_{cn} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 0,81$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1780 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2 \text{ cadres } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 13,19 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 17,89 \text{ cm}$$

$t_1 > \bar{t}$

$$t = \min(t_1, \bar{t}) = 13,19 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 12 \text{ cm}$$

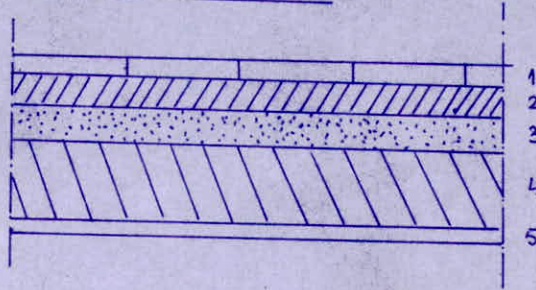
le 1<sup>er</sup> cadre se met à 6cm et les autres reparties suivant la suite de Caquot.



# PLANCHERS COURANTS

## 1. Calcul des charges et Surcharges

### a. charges permanentes (valable pour les 2 Batiments)



1.	Revetement ceramique (2cm)	48 kg/m <sup>2</sup>
2.	Chape de Mortier (3cm)	60 kg/m <sup>2</sup>
3.	Couche de Sable (2cm)	40 kg/m <sup>2</sup>
4.	Corps creux (16+4)	250 kg/m <sup>2</sup>
5.	enduit de plâtre (2cm)	36 kg/m <sup>2</sup>

$$G = 434 \text{ kg/m}^2$$

### b. surcharges

pour le Batiment A.  $S = 350 \text{ kg/m}^2$   
 Batiment B  $S = 400 \text{ kg/m}^2$

## 2. Hypothèses de calcul

Même hypothèse que le Niveau Terrasse.

## 3. Calcul des Efforts et Dimensionnement des sections

### 3.1. Poutrelles du Batiment B'

charge :  $G + 1,2P = 434 + 1,2 \cdot 400 = 914 \text{ kg/m}^2$   
 $q = \text{charge/ml} = 914 \cdot 0,65 = 594 \text{ kg/ml}$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{594 \cdot 2,32^2}{8} = 399,7 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{594 \cdot 2,32}{2} = 689 \text{ kg} \quad \text{section } 20 \times 12$$

enrobage = 3cm.

$$\mu = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{399,7 \cdot 15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0617$$

$$\varepsilon = 0,8971 \quad k = 33,6$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h^2} = \frac{399,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8971 \cdot 17^2} = 0,94 \text{ cm}^2$$

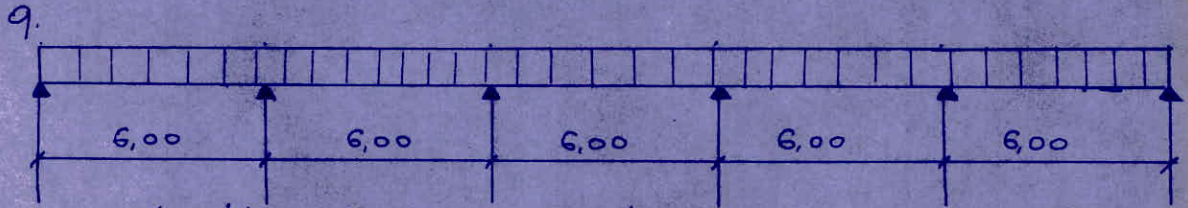
$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{33,6} = 83,33 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

l'adopte la section  $2T8 = 1 \text{ cm}^2$



### 3.2. Calcul des Poutres Secondaires du Batiment B'

Le calcul de ces poutres est analogue à celui du Niveau Terrasse.



portée libre : 5,75m.      entre. axe: 2,50m.

$$q_1 = 434 \times 2,50 = 1085 \text{ kg/ml.}$$

$$q_2 = 0,18 \cdot 0,5 \cdot 2500 = 202,5 \text{ kg/ml.}$$

$$q_3 = 130 \times 3,25 = 422,5 \text{ kg/ml.}$$

$q_3$  = Poids de la cloison. supportée par la poutre.  
hauteur : 3,25m.

$$q' = 1085 + 422,5 + 202,5 = 1710 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 400 \text{ kg/m}^2.$$

$$q'' = 400 \times 1,2 \times 2,50 = 1200 \text{ kg/ml.}$$

$$q = 1200 + 1710 = 2910 \text{ kg/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2910 \cdot 5,75^2}{8} = 12,03 \text{ tm.}$$

$$T_0 = \frac{q l}{2} = \frac{2910 \cdot 5,75}{2} = 8366 \text{ kg}$$

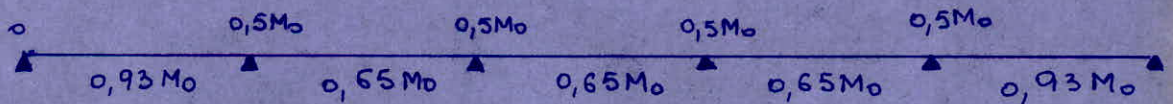


Diagramme des Moments Flechissants

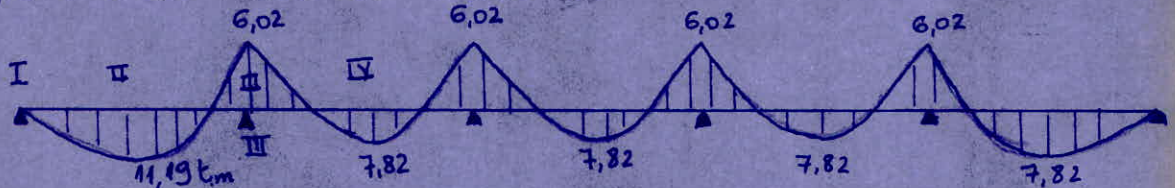
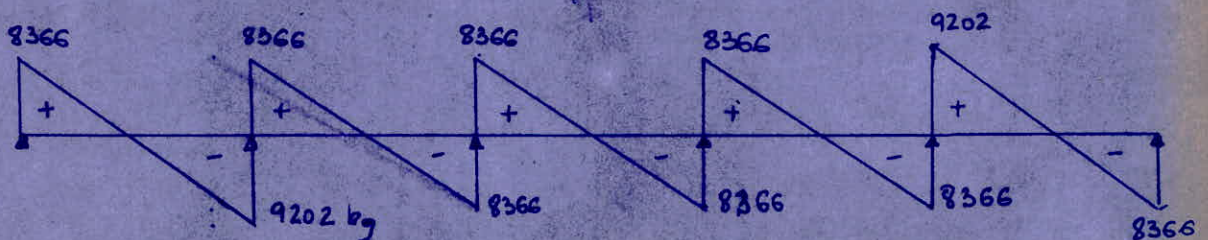


Diagramme des efforts Tranchants





### 3.3. Calcul des Poutrelles du Batiment A'

type A:  $l = 2,10 \text{ m}$ .

$$q = G + 1,2 P = 434 + 1,2 \cdot 350 = 854 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 854 \cdot 0,65 = 555,1 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{555,1 \cdot 2,10^2}{8} = 306 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{555,1 \cdot 2,10}{2} = 582,86 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{M n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{306 \cdot 15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0473 \quad k = 39,6 \quad \epsilon = 0,9084$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{306 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9084 \cdot 17} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{39,6} = 70,69 \text{ kg/cm}^2$$

J'adopte la même la section que la poutrelle du Niveau Terrasse. soit  $A = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$ .

type B: J'adopte le même ferrailage que la poutrelle du type A. soit  $2T8 = 1 \text{ cm}^2$ .  
( $l = 1,60 \text{ m}$ )

type C:  $l = 2,85 \text{ m}$ .

$$q = 555,1 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{555,1 \cdot 2,85^2}{8} = 563,60 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 791,1 \text{ kg} \quad \mu = \frac{M n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0871$$

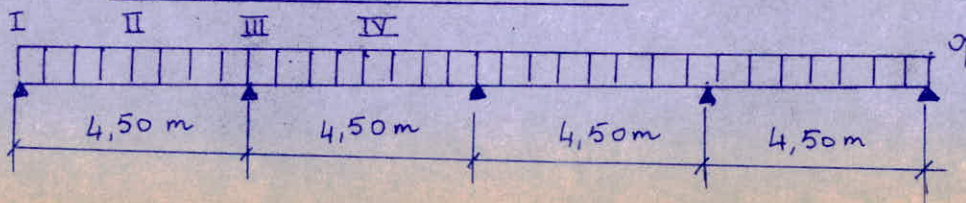
$$k = 27 \quad \epsilon = 0,8810 \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 103,70 \text{ kg/cm}^2$$

pour les armatures transversales. J'adopte le même espacement pour tous les types.  
 $e = 14 \text{ cm}$ . (déjà calculé pour les poutrelles du Niveau Terrasse) afin d'éviter des confusions sur chantier.

### 3.4. Calcul des Poutres Secondaires du Batiment A

le calcul est analogue à celui du Niveau Terrasse

a. Poutre secondaire P.N.2





• sections d'aciers

Sections	I	II	III	IV
Met T	T: 8366 (kg)	11,39 (t.m)	6,02 (t.m)	7,82 (t.m)
A (cm <sup>2</sup> )	2,99	9,36	6,43	5,30
A adoptée	3T16	3T16	3T12	3T14

Verifications:

- condition de non-fragilité

$$A \geq b_0 h \cdot 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b = 18,46 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,80 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

- conditions aux appuis

Rive.  $C = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 8366}{18 \cdot 68,5} = 13,57 \text{ cm}$

$$C < a = 25 \text{ cm}$$

- intermédiaire:

$$T + \frac{M}{Z} = 9202 - \frac{6,02 \cdot 10^5}{0,8826 \cdot 46} < 0$$

il n'est pas nécessaire de mettre des aciers inférieurs  
fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = 5772 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \inf(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_a) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 Z} = \frac{9202}{18 \cdot 40,25} = 12,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 17,81 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{étriers verticaux}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,76 \cdot 2200 = 1674 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t}_1 = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} Z}{T} \quad \bar{t} = 16,29 \text{ cm}$$

$$t = \min(t_1, \bar{t}) = \text{soit } t =$$

le 1<sup>er</sup> cadre se met à et les autres seront réparties  
suivant la suite de caquot



$l = 4,25 \text{ m}$ . entre-axe:  $2,25 \text{ m}$ .  
 $b_0 = 15 \text{ cm}$ .  $ht = 40 \text{ cm}$ .  
 section en T  $b = 71 \text{ cm}$ .  $h = 36 \text{ cm}$ .

$q_1 = 854 \cdot 2,25 = 1921,5 \text{ kg/ml}$

$q_2 = 0,15 \cdot 0,40 \cdot 2500 = 150 \text{ kg/ml}$

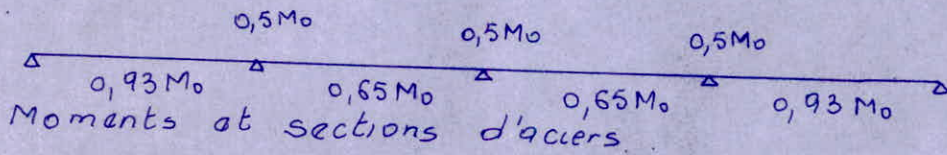
$q_3 = 130 \cdot 3,40 = 442 \text{ kg/ml}$

$q_3 =$  poids de la cloison reposant sur la poutre

$q = 1921,5 + 150 + 442 = 2513 \text{ kg/ml}$

$M_0 = 5674 \text{ kg.m} = \frac{q l^2}{8}$

$T_0 = \frac{q l}{2} = 5085 \text{ kg}$



Moments at sections d'aciers

section	I	II	IV	III
Mob T	$T = 5085$ (kg)	5025 kg.m	3512 (kg.m)	2701,5 (kg.m)
$A(\text{cm}^2)$	1,82	5,30	3,68	3,01
A adoptée	3T16	3T16	3T14	3T12

Verifications

condition de non fragilité

$A \geq 0,52 \text{ cm}^2$  (verifiée)

conditions aux appuis

Rive.  $c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b} = 9,89 \text{ cm} < a = 25 \text{ cm}$

intermediaire

$T + \frac{M}{Z} \leq 0$

n'est pas necessaire de mettre des aciers inferieurs

adherence

$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{m p Z} = \frac{5085}{3 \cdot 3,14 \cdot 1,6 \cdot 31,5} = 11,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

armature transversales

$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_0 Z} = \frac{5085 \cdot 1,1}{15 \cdot 31,5} = 11,84 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  etuis verticaux

$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_b = 0,78 \cdot 2200 = 1716 \text{ kg/cm}^2$

$A_t = 2 \text{ cadres } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$   $t_s = 12,01 \text{ cm}$

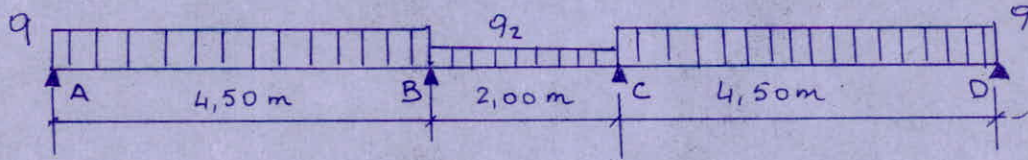
$\bar{t} = 14,33 \text{ cm}$   $t = \min(t_s, \bar{t}) = 12,01 \text{ cm}$

soit  $t = 12 \text{ cm}$ . le 1<sup>er</sup> cadre se met à 6 cm et les autres seront repartis sur tout la suite de caquot.



b. calcul des Poutres Secondaires PN.1

le calcul est analogue à celui du Niveau Terrasse.



$q = 2892 \text{ kg/ml.}$        $q_2 = 150 \text{ kg/ml.}$

Tableau.

	B		C	
Barre	BA	BC	CB	CD
coef. Rep.	0,230	0,770	0,770	0,230
M(p)	-6529,6	+38,3	-38,3	+6529,6
B(L)	+1493	+4998,300	+2499,150	
C(L)		-3461,323	-6922,647	-2067,804
B(L)	796,104	+2665,219	+1332,609	
C(L)		-513,055	-1026,109	-306,500
B(L)	+118,003	+395,052	+197,526	
C(L)		-76,048	-152,095	-45,431
B(L)	+17,491	+58,557	+29,278	
C(L)		-11,272	-22,544	+6,734
B(L)	+2,593	+8,679	+4,340	
C(L)		-1,671	-3,342	-0,998
B(L)	+0,384	+1,287	+0,643	
C(L)		-0,248	-0,495	-0,148
$\Sigma$	-4102,03	+4101,78	-4101,99	+4101,99



$M_B = M_C = 4102 \text{ kg.m}$

Moment en travée

$M_{AB} = 4639,65 \text{ kg.m}$

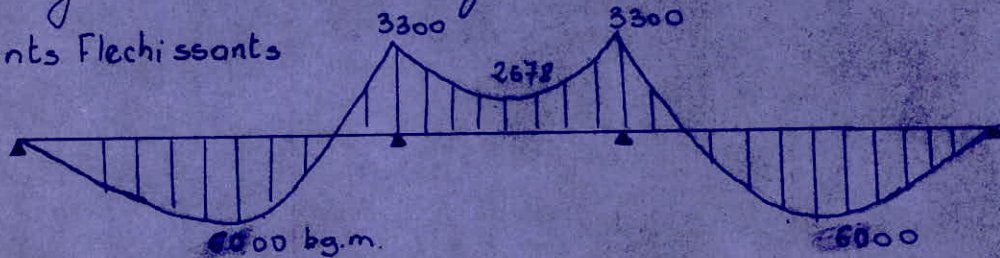
$M_{BC} = 4044,58 \text{ kg.m}$

d'après l'article 55,32 du CCBA 68 on réduit les moments flechissants sur appui de  $1/3$  de leur valeur et on augmente les moments en travée en conséquence mais tous en respectant les conditions de l'article 55.

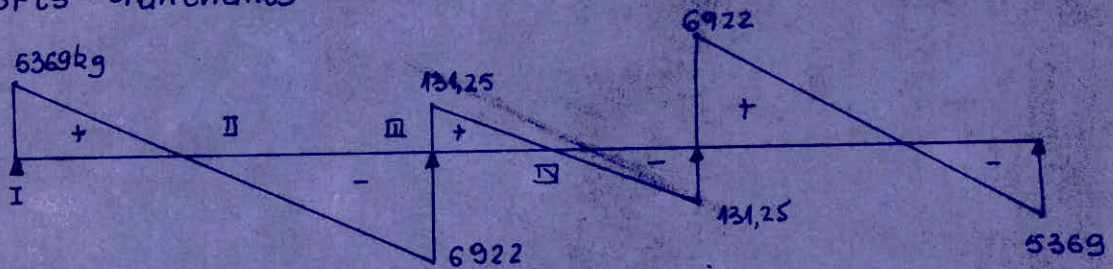
$(M_a > 0,5 M_0)$

d'où j'aurai les diagrammes suivants

Moments Flechissants



efforts tranchants



Determination des sections d'aciers

Sections	I	II	III	IV
Met T	T: 5369 (kg)	6000	3300	2678
A (cm <sup>2</sup> )	1,92	6,00	3,62	3,00
A adoptee	3T16	3T16	3T14	3T14

Verifications

condition de non. fragilité

$A > 0,54 \text{ cm}^2$  (veu. free)

conditions aux appuis

Rive:  $C = 10,45 \text{ cm} < a = 25 \text{ cm}$

intermediaire:  $T + \frac{M}{Z} < 0$  aciers inferieurs inutilis



adherence  $\tau_d = \frac{T}{\eta p Z} = \frac{5369}{3,14 \cdot 3 \cdot 1,6 \cdot 32,38} = 11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$

armatures Transversales

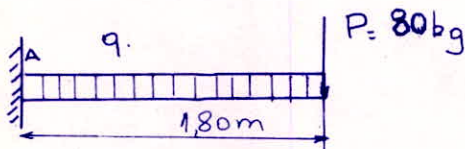
$$\tau_b \text{ max} = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 Z} = \frac{6922}{15 \cdot 32,38} = 14,25 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b = 17,68 \text{ kg/cm}^2$ .  $\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$  étriers Verticaux  
 $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,73 \cdot 2200 = 1606 \text{ kg/cm}^2$

$A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ .  $t_1 = 8 \text{ cm}$ .  $\bar{t} = 10,19 \text{ cm}$ .  
 soit  $t = 8 \text{ cm}$ .

le 1<sup>er</sup> cadre se met à 5cm. et les autres seront réparties d'après la suite de Caquot.

CALCUL DE LA DALLE AU VENT



épaisseur de la dalle = 10cm  
 poids propre  $0,1 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$   
 isolation + protection  $136 \text{ kg/m}^2$   
 - surcharge d'exploitation  $100 \text{ kg/m}^2$   
 surcharge service  $80 \text{ kg/m}^2$

$q = G + 1,25 = 250 + 136 + 1,2 \cdot 100 = 506 \text{ kg/m}^2$

pour 1ml.  $\Rightarrow q = 506 \text{ kg/ml}$

Moment d'encastrement en A.

$$M = \frac{q l^2}{2} + P l = \frac{506 \cdot 1,8^2}{2} + 1,2 \cdot 80 \cdot 1,8 = 992,5 \text{ kg.m}$$

$$T = q l + P = 910,8 + 96 = 1006,8 \text{ kg}$$

calcul des sections d'aciers

$$\mu = \frac{M \cdot \eta}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0736 \quad k = 30,1 \quad \bar{w} = 0,552$$

$$\bar{\sigma}'_b = 93,02 \text{ kg/cm}^2; A = \frac{\bar{w} b h}{100} = \frac{0,552 \cdot 100 \cdot 8,5}{100} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

armatures de répartition =  $\frac{A}{2} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

verification à l'effort Tranchant.

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1006,8}{2800} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (verifiée)}$$

dispositions constructives voir plan de Ferrailage



## Table de Compression

La table de compression sera ferrillée avec un treillis soudés en respectant l'article 58,2 du CCBA.68.

- écartement entre axe des nervures, est compris entre 50cm et 80cm la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

$$A_{\perp} \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{en}}$$

avec  $l_n$  (cm) = écartement entre axe des nervures.

$$l_n = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot 65}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix du Treillis soudés

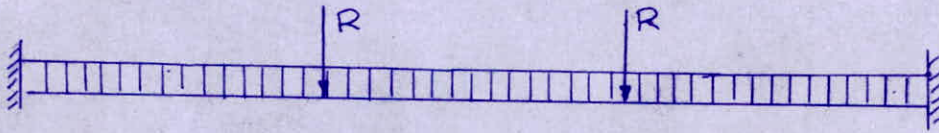
Je choisis un treillis soudés en rouleaux de diamètre 4 mm  
maille 150 x 300. code SNS. 594.V

ce treillis soudés est valable pour le ferrailage de la table de compression des deux Balcons A et B



# CALCUL DES POUTRES P.5

## 1. Niveau terrasse



### calcul des charges

- R: charge transmise par la poutre PN1.  $R = 5064 \text{ kg}$ .
- poids propre de la poutre.  $0,65 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 406 \text{ kg/ml}$ .
- charge transmise par les poutrelles:  $650 \cdot 1,00 = 650 \text{ kg/ml}$ .

$M_0 = M_q + M_R = \text{Moment isostatique.}$

$q = 406 + 650 = 1056 \text{ kg/ml}$

$M_q = \frac{q l^2}{8} = \frac{1056 \cdot 9^2}{8} = 10692 \text{ kg.m}$

$M_R = R \cdot \frac{l}{3} = 5064 \cdot \frac{9}{3} = 15192 \text{ kg.m}$

$M_0 = 10692 + 15192 = 25884 \text{ t.m}$

je considère que la poutre est encastree en A et semi-encastree en B. les moments sont évalués :

d'où en A.  $M_A = 0,4 M_0 = 10354 \text{ kg.m}$

en B.  $M_B = 0,2 M_0 = 5177 \text{ kg.m}$

la valeur du moment flechissant en travée est déterminée graphiquement

$M_t = 17880 \text{ kg.m}$

pour la détermination des sections d'aciers j'ai utilisé la méthode de Charon (coefficients)

les résultats seront regroupés dans de tableaux suivants

Sections	appui A	Travée	appui B
M kg.m.	10354	17880	5177
A (cm <sup>2</sup> )	6,65	11,78	3,23
A adoptée	4T16	4T20	4T12

section rectangulaire  
 $25 = b$   
 $h = 62 \text{ cm}$  (enrobage = 3cm)



Verifications

condition de non fragilité  
 $A \geq b_0 h \cdot 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 15 \text{ cm}^2$

- condition aux appuis

$$C = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b}$$

$$T = T_0 + \frac{M_A - M_B}{l} = 0$$

$$T_0 = R + \frac{q l}{2} = 5064 + \frac{1056 \cdot 9}{2} = 9816 \text{ kg}$$

$$T = 9816 + \frac{10354 - 5177}{9} = 10391 \text{ kg}$$

$$C = 12,71 \text{ cm} < a = 25 \text{ cm}$$

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10391}{2800} = 3,71 \text{ cm}^2 \quad \text{prolonge. 2T20 jus qu'aux appuis}$$

Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \bar{z}} = \frac{10391}{25 \cdot \frac{7,62}{8}} = 7,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 19,66 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{étriers verticaux}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} \quad f_a = 0,86 \quad \sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

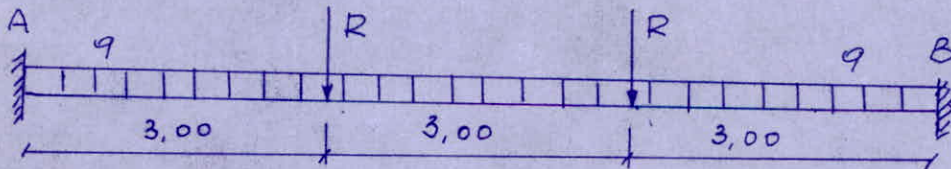
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,86 \cdot 2200 = 1883 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad A_t = 2 \text{ Cadre } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 11 \text{ cm} \quad \bar{z} = 37 \text{ cm} \quad t = 11 \text{ cm}$$

- adhérence.  $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\gamma P Z} = \frac{10391}{4 \cdot 1,6 \cdot 3,14 \cdot 54,25} = 9,54 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$$

2. Niveau Courant



$$R = 7053 \quad q = 1340 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = M_R + M_q$$



$$M_R = R \cdot \frac{l}{3} = 7053,3 = 21159 \text{ kg.m.}$$

$$M_q = \frac{q l^2}{8} = \frac{1340 \cdot 9^2}{8} = 13568 \text{ kg.m.}$$

$$M_0 = 34726,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_A = 0,4 M_0 = 13890 \text{ kg.m.}$$

$$M_B = 0,2 M_0 = 6945 \text{ kg.m.}$$

$$M_t = 24000 \text{ kg.m.}$$

sections d'aciers

Section	appui A	travee	Appui B
M kg.m	13890	24000	6945
A (cm <sup>2</sup> )	9	16,2	4,37
A. adoptee.	2T20+2T14	4T20+2T16	4T12

Verifications

condition de non Fragilite.  $A \geq 1,54 \text{ cm}^2$ .

Condition aux appuis

$$C = 16,18 \cdot L_a = 25 \text{ cm. (avec } T = 13855 \text{ kg)}$$

- armatures transversales.

$$\bar{\tau}_b = \frac{2T}{b_0 z} = \frac{13855}{25 \cdot 54,25} = 9,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 18,29 \text{ kg/cm}^2. \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ (étriers verticaux)}$$

$$\bar{\tau}_{at} = 1789 \text{ kg/cm}^2. \quad A_t = 2 \text{ cadres } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t_r = 7,92 \text{ cm.} \quad \bar{t} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 7 \text{ cm.}$$



# ESCALIERS

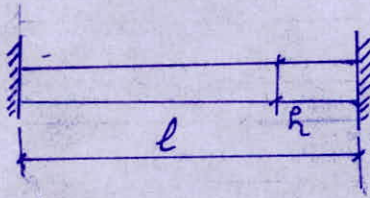
j'ai 2 types d'escaliers à calculer.

- cage d'escaliers du Bâtiment A'
- cage d'escaliers du Bâtiment B'

## I. Cage d'escaliers du Bâtiment A'

L'élément résistant à calculer est constitué par une dalle d'épaisseur  $h$  encastée de part et d'autre dans les voiles.

- les marches au dessus de la dalle sont considérées comme une surcharge et n'interviennent pas dans la résistance.



$l = 1,15 \text{ m} = \text{embranchement}$        $\cos \alpha = 0,87$

$g = 30 \text{ cm}$

$e = 17 \text{ cm}$

$h = 12 \text{ cm}$

Pour le calcul je considère la poutre comme une poutre de hauteur  $h = 12 \text{ cm}$  et de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  encastée aux extrémités. La portée de la poutre est  $l = 1,15 \text{ m}$ .

- pois propre de la poutre (1 m portée)

$$\frac{2500 \cdot 0,12}{0,87} = 344,83 \text{ kg/ml}$$

- Revetement (2 cm)       $25 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$

$$25 \times 2 = 50 \text{ kg/ml}$$

- pois de la chape (3 cm)

$$2000 \times 0,03 \times 1 = 60 \text{ kg/ml}$$

surcharge:  $400 \text{ kg/m}^2$        $S = 400 \times 1 = 400 \text{ kg/ml}$

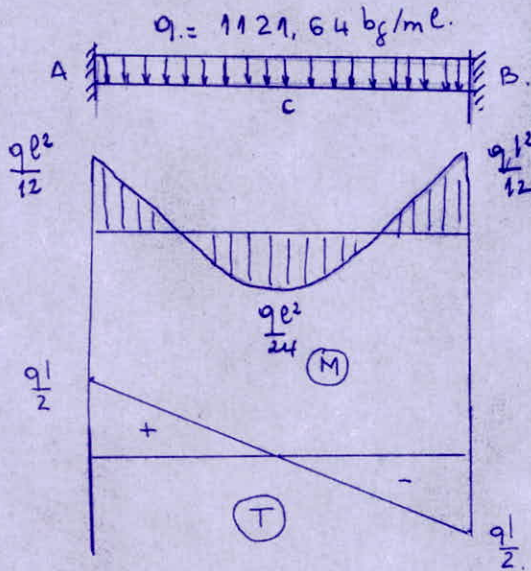
nombre de marche / m.l.       $\frac{100}{30} = 3,33$

pois propre des marches / ml

$$3,33 \cdot \frac{0,3 \times 0,17}{2} \times 2200 = 186,81 \text{ kg/ml}$$



$q = G + 1,2 S = 344,83 + 50 + 60 + 186,81 + 1,2 \times 400 = 1121,64 \text{ kg/ml}$



$M_A = \frac{ql^2}{12} = \frac{1121,64 \cdot 1,15^2}{12} = 123,61 \text{ kg.m}$

$M_C = \frac{ql^2}{24} = \frac{1121,64 \cdot 1,15^2}{24} = 61,81 \text{ kg.m}$

$T = 644,94 \text{ kg}$

pour le calcul des sections d'acier j'utilise la methode de Charon.

section  $h_c \times b$

$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a b h^2}$

$h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

en appui :  $\mu = \frac{123,61 \cdot 15 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0066$

$k = 120 \quad \bar{w} = 0,0462 \quad \epsilon = 0,9630$

$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{120} = 23,33 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{\bar{w} b^2}{100} = \frac{0,0462 \cdot 100 \cdot 10}{100} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

en travée

$\mu = 0,0033$

$k = 174 \quad \bar{w} = 0,0228$

$\bar{\sigma}_b = 16 \text{ kg/cm}^2$

$A = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

condition de non fragilité

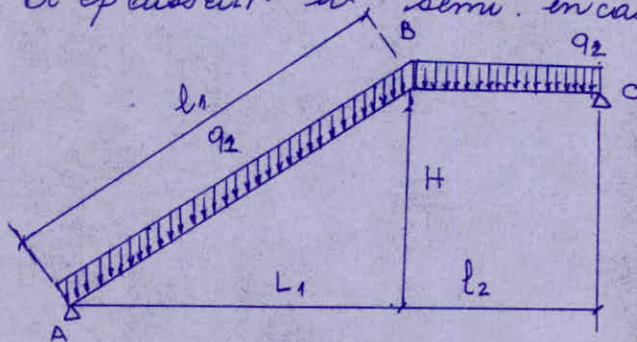
$A > b_0 h^2 \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 100 \cdot 10 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

pour les details de ferrailage voir plan de coffrage et ferrailage des escaliers.



## II cage d'escaliers du Bâtiment B'

l'élément résistant est constitué par une dalle inclinée d'épaisseur  $h$  semi-encastée aux 2 extrémités.



$$L_1 = 3,30\text{m} \quad l_n = 17$$

$$l_2 = 0,90\text{m} \quad g = 30$$

$$H = 1,87\text{m} \quad \cos \alpha = 0,87$$

calcul de l'épaisseur de la dalle.

on considère que la dalle porte sur 2 côtés. dans ce cas, l'épaisseur doit être comprise entre  $\frac{1}{20}$  et  $\frac{1}{30}$  de la portée.

$$\frac{l_1}{30} \leq ht \leq \frac{l_1}{20}$$

$$l_1 = \sqrt{H^2 + L_1^2} = 379,3\text{cm}$$

$$12,64 \leq ht \leq 18,97$$

$$ht = 14\text{cm}$$

Calcul des charges pour 1m d'embranchement.

- partie AB.

pois de la pailleasse

$$2500 \times 0,14 = 402,3 \text{ kg/ml } h$$

$$0,87$$

pois des marches

$$\frac{2200 \times 0,17}{2} = 187 \text{ kg/ml } h$$

pois du revêtement (2cm).

$$25 \text{ kg/cm}^2 (1\text{cm})$$

$$25 \times 2 = 50 \text{ kg/ml}$$

pois de la chape (3cm)

$$2000 \times 0,03 = 60 \text{ kg/ml}$$

surcharge.  $400 \text{ kg/m}^2$

$$q_1 = G + 1,25 = 402,3 + 187 + 50 + 60 + 400 \times 1,2 = 1179 \text{ kg/ml } h$$

partie BC.

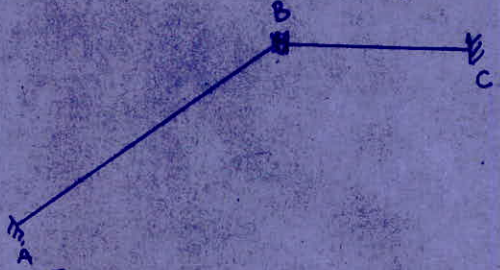
pois de la pailleasse

$$2500 \times 0,14 = 350 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 350 + 50 + 60 + 400 \times 1,2 = 940 \text{ kg/ml}$$



pour le calcul des efforts, j'applique la Methode de Cross.



$$R_{AB} = \frac{I_{AB}}{l_{AB}} \quad R_{BC} = \frac{I_{BC}}{l_{BC}} \quad I_{AB} = I_{BC} = I$$

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} \quad C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA}}$$

$$R_{AB} = 0,26I \quad R_{BC} = 1,11I$$

$$C_{BA} = \frac{0,26}{0,26 + 1,11} = 0,190$$

$$C_{BC} = \frac{1,11}{0,26 + 1,11} = 0,810$$

Moments d'encastrement parfaits.

$$M_{AB} = + \frac{q_1 l_1^2}{12} = \frac{1179 \times 3,30^2}{12} = +1070 \text{ kg.m}$$

$$M_{BA} = - \frac{q_1 l_1^2}{12} = -1070 \text{ kg.m}$$

$$M_{BC} = + \frac{q_2 l_2^2}{12} = +63 \text{ kg.m}$$

$$M_{CB} = - \frac{q_2 l_2^2}{12} = -63 \text{ kg.m}$$

Nœud	A	B		C
Borre	AB	BA	BC	CB
Coef Rep.	-	0,190	0,810	-
M(P)	+1070	-1070	+63	-63
B Libre	+95,67	+191,33	+813,67	+407,84
	+1165,67	-878,67	+878,67	+344,84

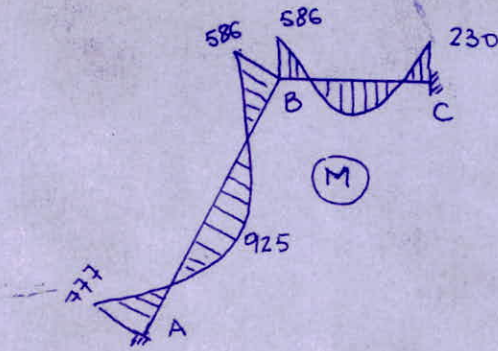
- Remarque.

en appliquant la methode exacte je trouve des moments sur appui plus grand que.

en travée  $\Rightarrow$

je diminue les Moments sur appui de  $\frac{1}{3}$  et j'augmente les moments en travée en consequence.





calcul des sections d'aciers  
methode de charon.  
section  $b \times h$  avec  $b = 100 \text{ cm}$   
 $h = 12,5 \text{ cm}$

- en A.  $M_A = 777 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{777 \cdot 15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12,5^2} = 0,0266$$

on lit  $k = 55,5$ ,  $\bar{\omega} = 0,192$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h^2}{100} = \frac{0,192 \cdot 100 \cdot 12,5^2}{100} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

entravee

$$M_t = 925 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,0317 \quad k = 50 \quad \bar{\omega} = 0,231$$

$$\bar{\sigma}'_b = 56 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 2,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

en B.

$$M = 586 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,020 \quad k = 65,5 \quad \bar{\omega} = 0,142$$

$$\bar{\sigma}'_b = 42,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

condition de non. Fragilite.

$$A > b_0 h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot 0,69 = 1,21 \text{ cm}^2 \text{ (verifiee)}$$

pour les dispositions constructives voir plan de Ferrailage.



ETUDE

AU

SEISME



## Calcul sismique (selon PS 69).

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels des sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictives dont les effets sont sensés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SH).
- d'un système de forces élémentaires verticales (SV).
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (ST).

Toutefois, pour le calcul des coefficients sismiques et de stabilité d'ensemble il est permis de considérer que les charges sont ramenées aux niveaux des planchers.

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Cependant les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

### Calcul des sollicitations sismiques:

Nous déterminerons d'abord les poids des niveaux (ou masses soumises à l'action sismique.)

Les règlements admettent par simplification que dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

Dans le cas des murs, cloisons, façades régnant sur toute la hauteur d'un étage et bloqués contre les planchers, cette distribution peut se faire au niveau des planchers limitant l'étage.

### Détermination des poids des niveaux: (par portique)

les résultats sont regroupés dans un tableau où la charge à prendre en compte pour le calcul sismique est:

$$G + P/5 = W$$



Portique transversal du B<sup>±</sup> A'

Niveaux	Désignation	charge par unité de mesure	charge totale (t)	surcharges Kg/m <sup>2</sup>	surcharges tot. t.
4	Plancher	530 Kg/m <sup>2</sup>	26,24 t	100	4,95 t.
	P.P. 25x45	281,25 Kg/ml	3,09 t		
	Nervure 15x40	150 Kg/ml	3,83 t		
	1/2 Mur	300 Kg/m <sup>2</sup>	4,27 t		
	1/2 cloison	135 Kg/m <sup>2</sup>	2,45 t		
	accrotère	2500 Kg/m <sup>3</sup>	1,13 t		
	1/2 poteau	2500 Kg/m <sup>3</sup>	1,86 t		
	Σ		42,87 t		4,95 t.
3 et 2	Plancher	434 Kg/m <sup>2</sup>	21,48 t	350 Kg/m <sup>2</sup>	17,33 t
	P.P. 25x45	281,25 Kg/ml	3,09 t		
	Nervure 15x40	150 Kg/ml	3,83 t		
	Mur	300 Kg/m <sup>2</sup>	8,54 t		
	Cloison	135 Kg/m <sup>2</sup>	4,90 t		
	Poteau	2500 Kg/m <sup>3</sup>	3,72 t		
		Σ		45,56 t	
1	Plancher	434 Kg/m <sup>2</sup>	21,48 t		
	P.P. 25x45	281,25 Kg/ml	3,09 t		
	Nervure	150 Kg/ml	3,83 t		
	1/2 Mur	300 Kg/m <sup>2</sup>	4,27 t		
	1/2 cloison	135 Kg/m	2,45 t		
	1/2 poteau	2500 Kg/m <sup>3</sup>	1,86 t		
		Σ		36,98 t	



## PORTIQUE TRANSVERSAL DU BT B'

Niveaux	Désignation	charge / unité de mesure.	charge totale (t)	Surcharges $\text{kg/m}^2$	Surcharge tot. t.
4	Plancher	$530 \text{ kg/m}^2$	47,50 t	100	9 t
	Poutre principale 25x60	$375 \text{ kg/ml}$	5,63 t		
	Nervure 18x50	$202,5 \text{ kg/ml}$	8,51 t		
	1/2 Mur	$300 \text{ kg/m}^2$	5,67 t		
	1/2 cloison.	$135 \text{ kg/m}^2$	3,19 t		
	Acrotère	$2500 \text{ kg/m}^3$	1,5 t		
	1/2 poteau	$2500 \text{ kg/m}^3$	1,64 t		
	$\Sigma$		73,84 t		9 t
3 et 2	Plancher	$434 \text{ kg/m}^2$	39 t	$400 \text{ kg/m}^2$	36 t.
	P.P 25x60	$375 \text{ kg/ml}$	5,63 t		
	Nervure 18x50	$202,5 \text{ kg/ml}$	8,51 t		
	Mur	$300 \text{ kg/m}^2$	11,34 t		
	Cloison	$135 \text{ kg/m}^2$	6,38 t		
	Poteau	$2500 \text{ kg/m}^3$	3,28 t.		
	$\Sigma$		74,14 t		36 t.
1	Plancher	$434 \text{ kg/m}^2$	39 t	$400 \text{ kg/m}^2$	36 t.
	P.P 25x60	$375 \text{ kg/ml}$	5,63 t		
	Nervure	$202,5 \text{ kg/ml}$	3,51 t		
	1/2 Mur	$300 \text{ kg/m}^2$	5,67 t.		
	1/2 cloison	$135 \text{ kg/m}^2$	3,19 t		
	1/2 poteau	$2500 \text{ kg/m}^3$	1,64 t		
	$\Sigma$		63,64 t		36 t.



## Détermination des coefficients sismiques

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

•  $\alpha$  = coefficient d'intensité, il dépend de l'intensité nominale  $i_n$  pour laquelle est demandée la protection de la construction.

Le bâtiment sera implanté à Boumerdes qui est une zone de sismicité moyenne  
 $i_n = 8 \rightarrow \alpha = 1$

•  $\beta$  = coefficient de réponse, il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend.

a. de la période  $T$  du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.

b. du degré d'amortissement de l'ouvrage.

c. accessoirement de la nature de sol de fondation.

### - a. Evolution de la période du mode fondamental.

Le contreventement est assuré par une ossature en béton armé.

$$T = 0,09 H / \sqrt{L_x}$$

$H$  = hauteur du bâtiment = 13,15 m.  
 $L_x$  = longueur du portique.

### - b. Amortissement normal

On considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments traditionnels à usage d'habitation ou de bureaux. Et d'une façon plus générale, comme normal l'amortissement dans les bâtiments dont les murs et les cloisons de par la densité de leur répartition et de par la valeur de l'importance de leurs liaisons naturelles, sont susceptibles de contribuer de façon notable à la dissipation de l'énergie communiquée à la construction par le séisme.

$$\beta = 0,065 / \sqrt[3]{T} \quad \text{avec} \quad 0,05 \leq \beta \leq 0,100$$

• coefficient de distribution  $\delta$ :

Il dépend de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans les constructions courantes de flexibilité normale. (c'est à dire autres que celles constituées des oscillations multiples d'amortissement faibles telles que



cheminée d'usine, certains châteaux d'eau sur pylônes de masse non négligeable, ... ) il est permis sauf anomalie dans la distribution des charges et sauf variation brutale de raideur du système de contreventement d'assimiler la déformée du système à une droite.

pour les bâtiments à usage de Bureau, composés d'étages pouvant être considérés comme identiques  $\gamma$  peut s'exprimer en fonction du rang  $r$  du plancher compté à partir de base.

si l'on désigne par  $n$  le nombre de planchers, le coefficient  $\gamma_r$  applicable au plancher de rang  $r$  est :

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

pour mon cas.  $n=4$  pour les 2 bâtiments

rang	1	2	3	4
$\gamma_r$	0,333	0,667	1,00	1,333

- coefficient de fondation  $\delta$ .

c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Il tient compte dans une certaine mesure de l'interaction sol - bâtiment pour les semelles superficielles et les terrains de consistance moyenne.  $\delta = 1,15$

les coefficients sismiques seront donc :

$$\gamma_x = \alpha \beta \gamma_r \delta = 1 \times 1,15 \cdot \gamma_r \beta$$

le coefficient  $\beta$  dépend du portique considéré

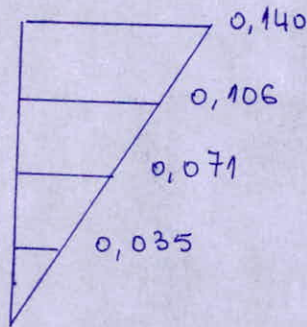
Portique	$L_x$ (m)	$\beta$
Bat. A'	11	0,092
B <sup>5</sup> B'	15	0,097



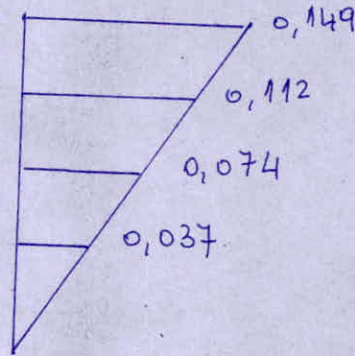
les valeurs de  $\sigma_x$  pour les différents portiques aux différents niveaux sont donnés par le tableau suivant.

Portique Niv	B <sup>t</sup> B'	B <sup>t</sup> A'
4	0,149	0,140
3	0,112	0,106
2	0,074	0,071
1	0,037	0,035

d'où j'aurai les diagrammes suivants



portique B<sup>t</sup> A'



portique B<sup>t</sup> B'

- Coefficient sismique dans la direction verticale.

$$\sigma_y = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\alpha = 1 \quad \sigma_H = \max \begin{cases} \sigma_T \\ \sigma_L \end{cases} = \sigma_x$$

Portiq. Niv	B <sup>t</sup> B'	B <sup>t</sup> A'
4	0,149	0,140
3	0,112	0,106
2	0,074	0,071
1	0,037	0,035



Forces sismiques horizontales et Verticales

	Niv	G	P	$\frac{P}{S}$	$W = \frac{G+P}{5}$	$G_x$	$F_H = \frac{G_x \cdot W}{6}$	$F_V = \frac{G_y \cdot W}{2}$
Portiques du B. A'	4	42,87	4,95	0,99	43,86	0,140	6,14	6,14
	3	45,56	17,33	3,47	49,03	0,106	5,20	5,20
	2	45,56	17,33	3,47	49,03	0,071	3,48	3,48
	1	36,98	17,33	3,47	40,45	0,035	1,42	1,42
Portiques du B. B'	4	73,84	9	1,8	75,64	0,149	11,27	11,27
	3	74,14	36	<del>3,2</del>	81,34	0,112	9,11	9,11
	2	74,14	36	7,2	81,34	0,074	5,69	5,69
	1	63,84	36	7,2	70,84	0,037	2,62	2,62

toutes les valeurs sont données en tonnes



CHARGES VERTICALES



Du fait que dans le sens longitudinal des Bâtimens la rigidité des portiques est très grande. (degré d'hyperstaticité élevé) je calcule les portiques que dans le sens transversal des Bâtimens.

Les forces dues au séisme dans le sens vertical sont négligées à cause de la faible hauteur des bâtimens, d'ailleurs elles ne seront pas prises en considération dans le calcul des portiques

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait avec la méthode de CAQUOT exposée en Annexe A du CCBA.68

Les portiques constituant l'ossature des bâtimens sont soumis à leur poids propre et aux poids propres des planchers qu'ils supportent et aux surcharges transmises par les planchers ainsi que les surcharges sismiques

Dans les justifications de calcul à l'équilibre statique à la résistance et la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales du 2<sup>e</sup> genre ainsi que celles du 1<sup>er</sup> genre

Les règles parasismiques 1989 considèrent que dans les cas de bâtimens courants, les sollicitations d'origine sismiques prennent naissance à partir des charges ci-après.

- charges permanentes
- $\frac{1}{5}$  des surcharges d'exploitation

Les sollicitations à prendre en compte pour chaque élément est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges définies ci-dessus
- de la sollicitation d'origine sismique.

pour les poutres la sollicitation totale la plus défavorable est:

en travée  $G + 1,2P$

aux appuis  $G + P + S_{IH}$  et  $G + \frac{P}{5} + S_{IH}$

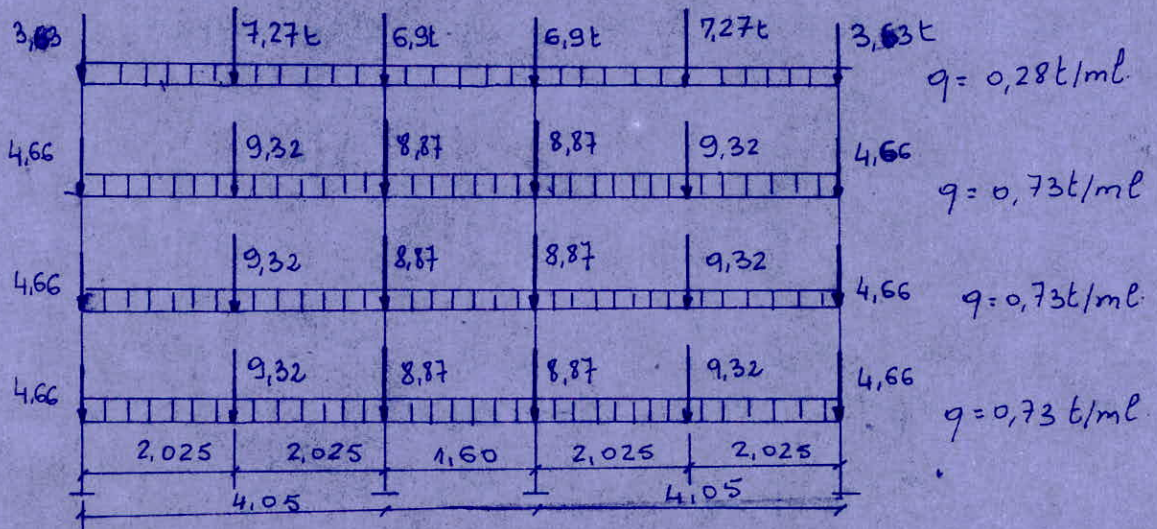
pour les poteaux.

$G + P + S_{IH}$

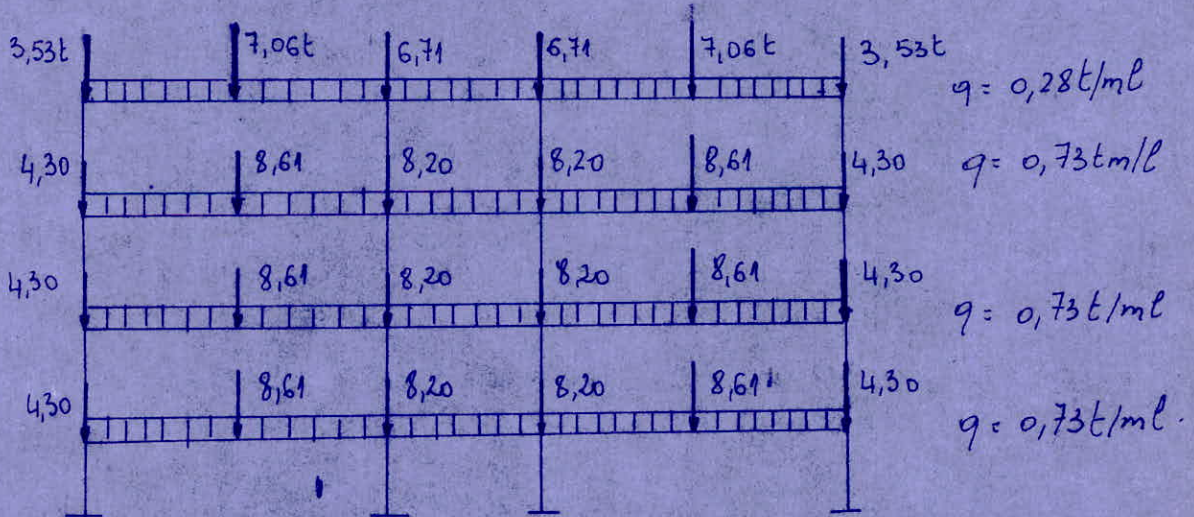


# Determinations Des charges Revanant aux Portiques

## 1. Portique transversal du Batiment A' - sous G+1,2P

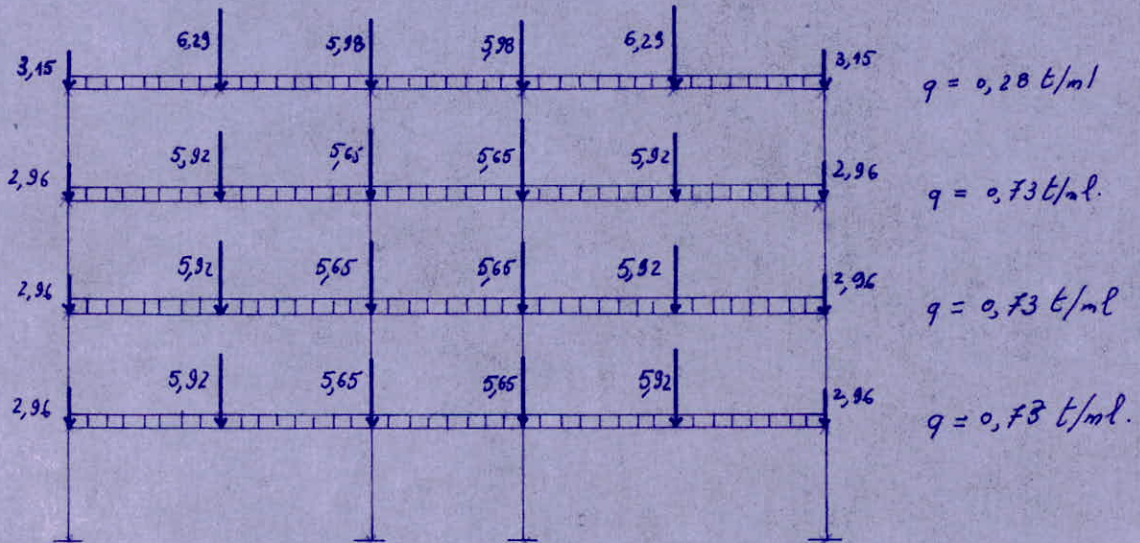


## sous G+P

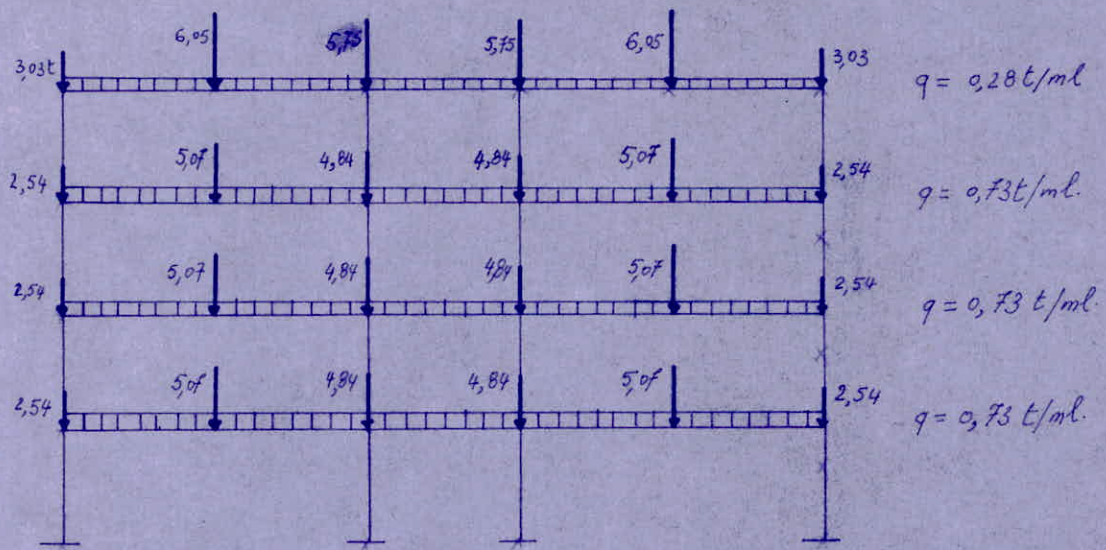




Sous G + P/5



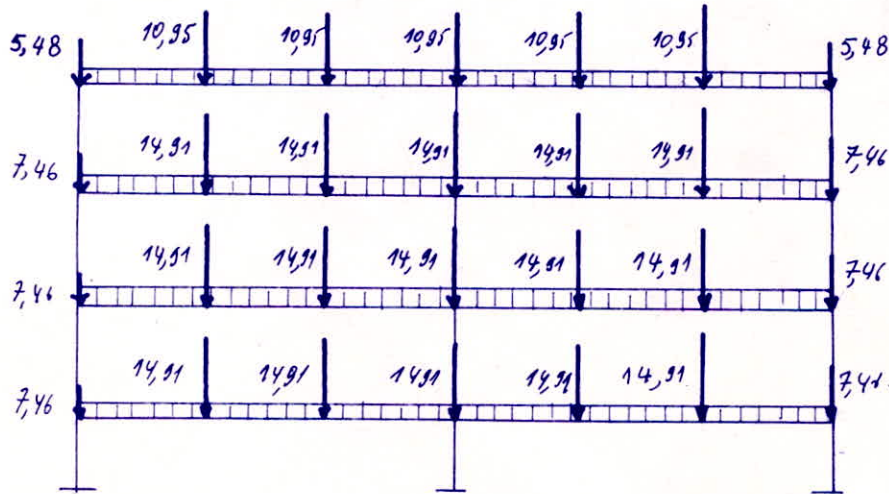
Sous G.



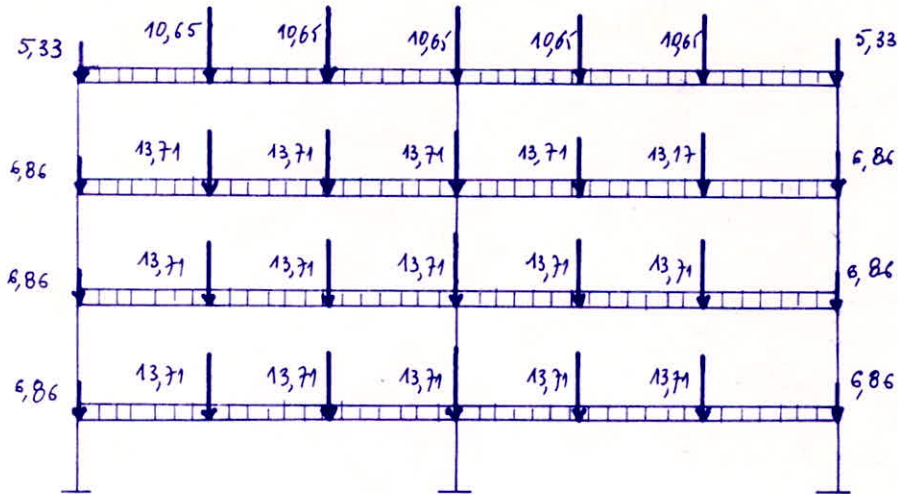


## 2. Portique transversal du bâtiment B'

. sous G + 1,2 P.

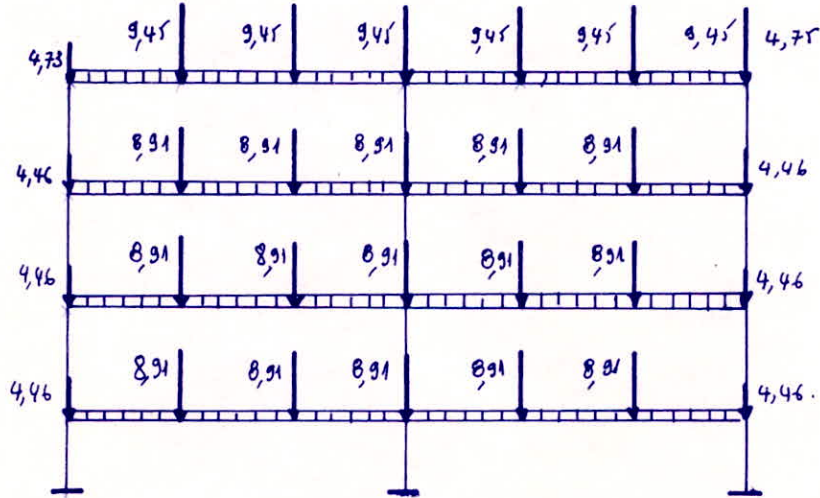


. sous G + P





. Sous G + P/5



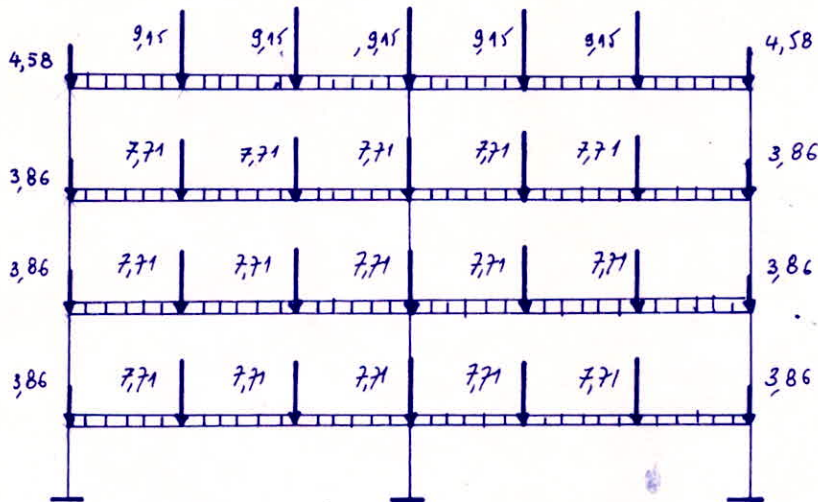
$q = 0,375 \text{ t/ml}$

$q = 0,80 \text{ t/ml}$

$q = 0,80 \text{ t/ml}$

$q = 0,80 \text{ t/ml}$

. Sous G.



$q = 0,375 \text{ t/ml}$

$q = 0,80 \text{ t/ml}$

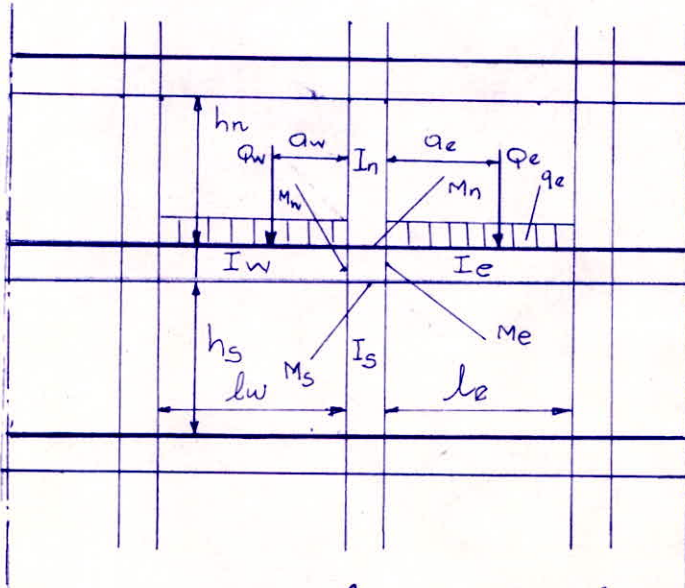
$q = 0,80 \text{ t/ml}$

$q = 0,80 \text{ t/ml}$



## Determination des Moments au nœuds

a) Méthode de Caquot exposée en Annexe A du CCBA.68



Remarque Pour les traverses les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs.  
 - pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs  $M'_e$  ou  $M'_w$ .  
 la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

b) calcul des Moments aux Nœuds

Je donne le calcul détaillé des moments sous la sollicitation  $G+1,2P$  pour le portique transversal du Bâtiment A', les autres résultats sous forme de tableau pour les 2 bâtiments

Niveau IV

Nœud 1

$$I_{e1} = \frac{45^3 \cdot 25}{12} = 1,9 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 2,6 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 0,8 \cdot 4,05 = 3,24 \text{ m.}$$

$$h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 0,8 \cdot 3,30 = 2,64 \text{ m.}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{3,24 \cdot 10^2} = 586,42 \text{ cm}^3$$



$$K_{S1} = \frac{I_{S1}}{h'_{S1}} = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2,64 \cdot 10^2} = 984,85 \text{ cm}^3 \quad a_{e1} = 2,00 \quad \frac{q_{e1}}{l'_{e1}} = 0,62 \quad k_{e1} = 0,153$$

$$M'_{e1} = \frac{q_{e1} \cdot l'_{e1}{}^2}{8,5} + l'_{e1} \sum k_{e1} \cdot Q_{e1} = \frac{0,28 \cdot 3,24^2}{8,5} + 3,24 \cdot 7,27 \cdot 0,153 = 3,95 \text{ t.m}$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{S1} = 586,42 + 984,85 = 1571,27 \text{ cm}^3$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left( 1 - \frac{K_{e1}}{D_1} \right) = 3,95 \left( 1 - \frac{586,42}{1571,27} \right) = 2,48 \text{ t.m}$$

$$M_{S1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{S1}}{D_1} = 3,95 \cdot \frac{984,85}{1571,27} = 2,48 \text{ t.m}$$

ou Noeud.1  $M_{e1} = 2,48 \text{ t.m}$   
 $M_{S1} = 2,48 \text{ t.m}$

Noeud.2

$$I_{e2} = I_{w2} = 1,9 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 1,28 \text{ m}$$

$$l_{e2} = 1,60 \text{ m}$$

$$I_{S2} = \frac{25 \cdot 40^3}{12} = 1,33 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$K_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{1,28} = 1484,38 \text{ cm}^3$$

$$h'_{S2} = 2,64 \text{ m}$$

calcul de  $\chi$

$$K_{S1} + K_{n1} \stackrel{?}{\geq} 1,5 K_{e1}$$

$$984,85 + 0 > 1,5 \cdot 586,42 = 879,63$$

$$\chi = 0,8$$

$$l'_{w2} = 0,8 l_{w2} = \chi l_{w2} = 0,8 \cdot 4,05 = 3,24 \text{ m}$$

$$K_{w2} = K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$K_{S2} = \frac{1,33 \cdot 10^5}{2,64 \cdot 10^2} = 503,78 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = K_{e2} + K_{w2} + K_{S2} = 2574,58 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w2} = \frac{q_{w2} \cdot l'_{w2}{}^2}{8,5} + l'_{w2} \sum k_{w2} \cdot Q_{w2}$$

$$q_{w2} = 2,00$$

$$l'_{w2} = 3,24 \text{ m}$$

$$\frac{q_{w2}}{l'_{w2}} = 0,62 \quad k_{w2} = 0,153$$

$$M'_{w2} = \frac{0,28 \cdot 3,24^2}{8,5} + 0,153 \cdot 7,27 \cdot 3,24 = 3,95 \text{ t.m}$$

$$M'_{e2} = \frac{q_{e2} \cdot l'_{e2}{}^2}{8,5}$$

$$q_{e2} = 0$$

$$M'_{e2} = \frac{0,28 \cdot 1,28^2}{8,5} = 0,05 \text{ t.m}$$



$$Mw_2 = M'e_2 \frac{Kw_2}{D_2} + M'w_2 \left(1 - \frac{Kw_2}{D_2}\right)$$

$$= 0,05 \cdot \frac{586,42}{2574,58} + 3,95 \left(1 - \frac{586,42}{2574,58}\right) = 3,06 \text{ t.m}$$

$$Me_2 = M'e_2 \left(1 - \frac{Ke_2}{D_2}\right) + M'w_2 \cdot \frac{Ke_2}{D_2} =$$

$$Me_2 = 0,05 \left(1 - \frac{1484,38}{2574,58}\right) + 3,95 \cdot \frac{1484,38}{2574,58} = 2,30 \text{ t.m}$$

$$Ms_2 = \frac{Ks_2}{D_2} (M'e_2 - M'w_2) = \frac{503,78}{2574,58} (0,05 - 3,95) = -0,76 \text{ t.m}$$

<u>Noeud 2</u>	$Me_2 = 2,30 \text{ t.m}$
	$Mw_2 = 3,06 \text{ t.m}$
	$Ms_2 = -0,76 \text{ t.m}$

Niveau III

Noeud 1  $q = 0,73 \text{ t/ml}$

$$Ke_1 = 586,42 \text{ cm}^3$$

$$h'e_1 = 0,8 \cdot 3,30 = 2,64 \text{ m}$$

$$h'n_1 = 0,9 h'n_1 \quad (\text{avant dernier plancher})$$

$$h'n_1 = 0,9 \cdot 3,30 = 2,97 \text{ m}$$

$$In_1 = Is_1 = 2,6 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$Ks_1 = \frac{Is_1}{h'e_1} = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2,64} = 984,85 \text{ cm}^3$$

$$Kn_1 = \frac{In_1}{h'n_1} = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2,97} = 875,42 \text{ cm}^3$$

$$D_1 = 2446,69 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_{e1} = 2,00 \quad l'e_1 = 3,24 \text{ m} \quad ke_1 = 0,153$$

$$M'e_1 = \frac{0,73 \cdot 3,24^2}{8,5} + 0,153 \cdot 9,32 \cdot 3,24 = 5,52 \text{ t.m}$$

$$Me_1 = 5,52 \left(1 - \frac{586,42}{2446,69}\right) = 4,20 \text{ t.m}$$

$$Ms_1 = 5,52 \left(1 - \frac{984,85}{2446,69}\right) = 2,22 \text{ t.m}$$

$$Mn_1 = 5,52 \cdot \frac{875,42}{2446,69} = 1,98 \text{ t.m}$$

<u>Noeud 1</u>	$Me_1 = 4,20 \text{ t.m}$
	$Ms_1 = 2,22 \text{ t.m}$
	$Mn_1 = 1,98 \text{ t.m}$



Nœud. 2

$x = 0,8$

$l'_{w2} = 0,8 l_{e2} = 3,24 \text{ m}$   
 $l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 1,28 \text{ m}$

$K_{w2} = 586,42 \text{ cm}^3$

$K_{e2} = 1484,38 \text{ cm}^3$

$K_{s2} = 503,78 \text{ cm}^3$

$K_{n2} = 1,33 \cdot 10^5 = 447,81 \text{ cm}^3$   
 $2,97$

$q_{w2} = 2,00$

$l'_{w2} = 3,24$

$k_{w2} = 0,153$

$D_2 = 3022,29 \text{ cm}^3$

$M'_{w2} = \frac{0,73 \cdot 3,24^2}{8,5} + 0,153 \cdot 9,32 \cdot 3,24 = 5,52 \text{ t.m}$

$M'_{e2} = \frac{0,73 \cdot 1,28^2}{8,5} = 0,14 \text{ t.m}$

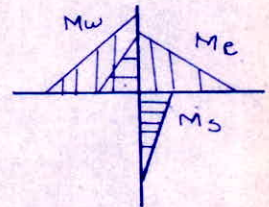
$M_{w2} = \frac{0,14 \cdot 586,42}{3022,39} + 5,52 \cdot \left(1 - \frac{586,42}{3022,39}\right) = 4,48 \text{ t.m}$

$M_{e2} = 5,52 \cdot \frac{1484,38}{3022,39} + 0,14 \cdot \left(1 - \frac{1484,38}{3022,39}\right) = 2,78 \text{ t.m}$

$M_{s2} = \frac{503,78}{3022,39} (0,14 - 5,52) = -0,90 \text{ t.m}$

$M_{n2} = \frac{447,81}{3022,39} (0,14 - 5,52) = -0,80 \text{ t.m}$

Nœud 2  
 $M_{e2} = 2,78 \text{ t.m}$   
 $M_{w2} = 4,48 \text{ t.m}$   
 $M_{s2} = -0,90 \text{ t.m}$   
 $M_{n2} = -0,80 \text{ t.m}$



Niveau. II

$q = 0,73 \text{ t/ml}$      $Q = 9,32 \text{ t}$

Nœud. 1

$K_{e1} = 586,42 \text{ cm}^3$

$K_{s1} = 984,85 \text{ cm}^3$

$K_{n1} = 984,85 \text{ cm}^3$

$D_1 = 2556,12 \text{ cm}^3$

$k_{e1} = 0,153$

$M'_{e1} = 5,52 \text{ t.m}$

$M_{e1} = 4,25 \text{ t.m}$   
 $M_{s1} = 2,13 \text{ t.m} = M_{n1}$



Noeud. 2

$$\begin{aligned}
 Kw_2 &= 586,42 \text{ cm}^3 & kw_2 &= 0,153 \\
 Ke_2 &= 1484,38 \text{ cm}^3 \\
 Ks_2 = Kn_2 &= 503,78 \text{ cm}^3 \\
 D_2 &= 3078,36 \text{ cm}^3.
 \end{aligned}$$

$$M'w_2 = \frac{0,73 \cdot 3,24^2}{8,5} + \frac{0,153 \cdot 9,32 \cdot 3,24}{8,5} = 5,52 \text{ t.m}$$

$$M'e_2 = \frac{0,73 \cdot 1,28^2}{8,5} = 0,14 \text{ t.m}$$

$  \begin{aligned}  Mw_2 &= 4,50 \text{ t.m} \\  Me_2 &= 2,73 \text{ t.m} \\  Mn_2 = Ms_2 &= -0,88 \text{ t.m}  \end{aligned}  $
--

Niveou. I

$$q = 0,73 \text{ t/m} \quad l$$

Noeud 1.

$$\begin{aligned}
 h'_{n1} &= 2,64 \text{ m} \\
 h'_{s1} &= 0,8 \cdot h_{s1} = 0,8 \cdot 1,45 = 1,16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ke_1 &= 586,42 \text{ cm}^3 \\
 Ks_1 &= \frac{2,6 \cdot 10^5}{1,16 \cdot 10^2} = 2241,38 \text{ cm}^3 \\
 Kn_1 &= 984,85 \text{ cm}^3 \\
 ke_1 &= 0,153
 \end{aligned}$$

$$M'e_1 = 5,52 \text{ t.m}$$

$  \begin{aligned}  Me_1 &= 4,67 \text{ t.m} \\  Ms_1 &= 3,25 \text{ t.m} \\  Mn_1 &= 1,43 \text{ t.m}  \end{aligned}  $
--

Noeud. 2

$$\begin{aligned}
 Kw_2 &= 586,42 \text{ cm}^3 \\
 Ke_2 &= 1484,48 \text{ cm}^3 \\
 Ks_2 &= \frac{1,33 \cdot 10^5}{1,16 \cdot 10^2} = 1146,55 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Kn_2 &= 503,78 \text{ cm}^3 \\
 D_2 &= 3721,23 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$M'w_2 = 5,52 \text{ t.m}$$

$$M'e_2 = 0,14 \text{ t.m}$$

$  \begin{aligned}  Mw_2 &= 4,67 \text{ t.m} \\  Me_2 &= 2,29 \text{ t.m} \\  Ms_2 &= -1,66 \text{ t.m} \\  Mn_2 &= -0,73 \text{ t.m}  \end{aligned}  $
---



Moments (tm) dans les nœuds dus aux charges verticales.

- Portique transversal du B<sup>c</sup> B'

Niveaux	Combinaisons Nœuds.	G + 1,2 P				G + P				G + P/5				G			
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
4	1	0	9,63	0	9,63	-	9,35	-	9,35	-	8,39	-	8,39	-	8,14	-	8,14
	2	18,07	18,07	0	0	17,62	17,62	-	-	15,80	15,80	-	-	15,35	15,35	-	-
	1'	9,63	0	0	9,63	9,35	-	-	9,35	8,39	-	-	8,39	8,14	-	-	8,14
3	1	0	17,20	8,08	9,12	-	15,98	7,51	8,47	-	11,3	5,40	5,90	-	9,92	4,66	5,26
	2	24,09	24,09	0	0	22,39	22,39	-	-	15,60	15,60	-	-	13,90	13,90	-	-
	1'	17,20	0	8,08	9,12	15,98	-	7,51	8,47	11,3	-	5,40	5,90	9,92	-	4,66	5,26
2	1	0	17,48	8,74	8,74	-	16,24	8,12	8,12	-	11,30	5,65	5,65	-	10,08	5,04	5,04
	2	24,09	24,09	-	-	22,39	22,39	-	-	15,60	15,60	-	-	13,90	13,90	-	-
	1'	17,48	-	8,74	8,74	16,24	-	8,12	8,12	11,30	-	5,65	5,65	10,08	-	5,04	5,04
1	1	-	19,78	5,78	14	-	18,38	5,22	13,16	-	12,80	3,64	9,16	-	11,41	3,34	8,07
	2	24,09	24,09	-	-	22,39	22,39	-	-	15,60	15,60	-	-	13,90	13,90	-	-
	1'	19,78	-	5,78	14	18,38	-	5,22	13,16	12,80	-	3,64	9,16	11,41	-	3,34	8,07



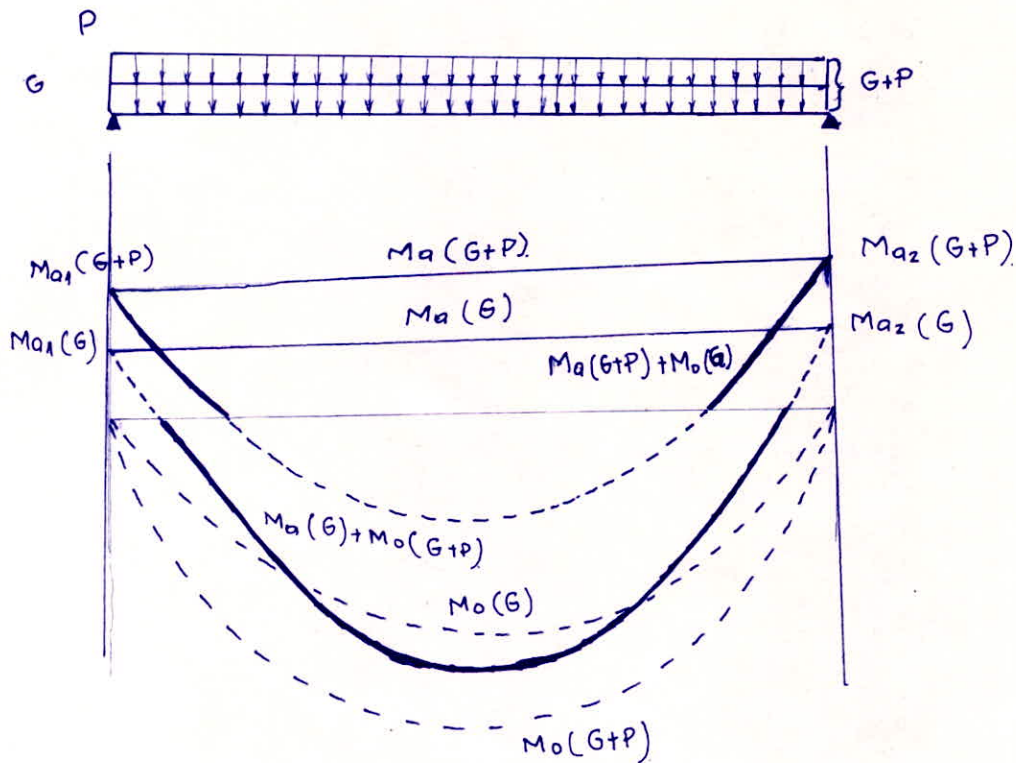
Niveau	Combinaison Noeud	G + 1,2P				G + P				G + P/5				G			
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
4	1	0	2,48	0	2,48	0	2,37	0	2,37	0	2,13	0	2,13	0	2,06	0	2,06
	2	3,06	2,30	0	-0,76	2,98	2,24	0	-0,74	2,68	2,02	0	-0,67	2,68	2,02	0	-0,66
	2'																
	1'																
3	1	0	4,20	1,98	2,28	0	3,93	1,85	2,08	0	2,92	1,38	1,54	0	2,60	1,22	1,38
	2	4,48	2,78	-0,80	-0,90	4,19	2,60	-0,75	-0,84	3,12	1,95	-0,55	-0,62	2,78	1,75	-0,48	-0,55
	2'																
	1'																
2	1	0	4,26	2,13	2,13	0	3,98	1,99	1,99	0	2,95	1,48	1,48	0	2,64	1,32	1,32
	2	4,50	2,74	-0,88	-0,88	4,21	2,57	-0,82	-0,82	3,14	1,92	-0,60	-0,60	2,79	1,71	-0,54	-0,54
	2'																
	1'																
1	1	0	4,67	1,42	3,25	0	4,37	1,33	3,04	0	3,24	0,99	2,25	0	2,89	0,89	2,00
	2	4,67	2,29	-0,73	-1,66	4,37	2,15	-0,68	-1,54	3,24	1,61	-0,50	-1,13	2,89	1,41	-0,46	1,02
	2'																
	1'																

Moment en t.m. dans les noeuds dus au charges Verticales (R<sup>5</sup>-A



Diagrammes enveloppes dans les poutres.

- pour déterminer les moments en travée sous les charges verticales on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $l$  avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges
- on prend comme ligne de fermeture
  - pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue
  - et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue
 dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres

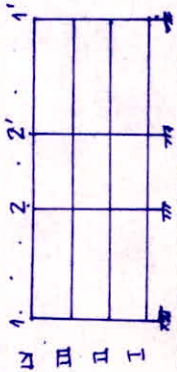
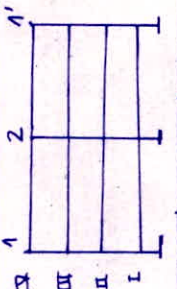


avec  $M_o(G)$  = Moment. isostatique dû à  $G$   
 $M_o(G+P)$  = Moment. isostatique dû à  $G+P$

tous les diagrammes enveloppes ont été représentés sur les pages.



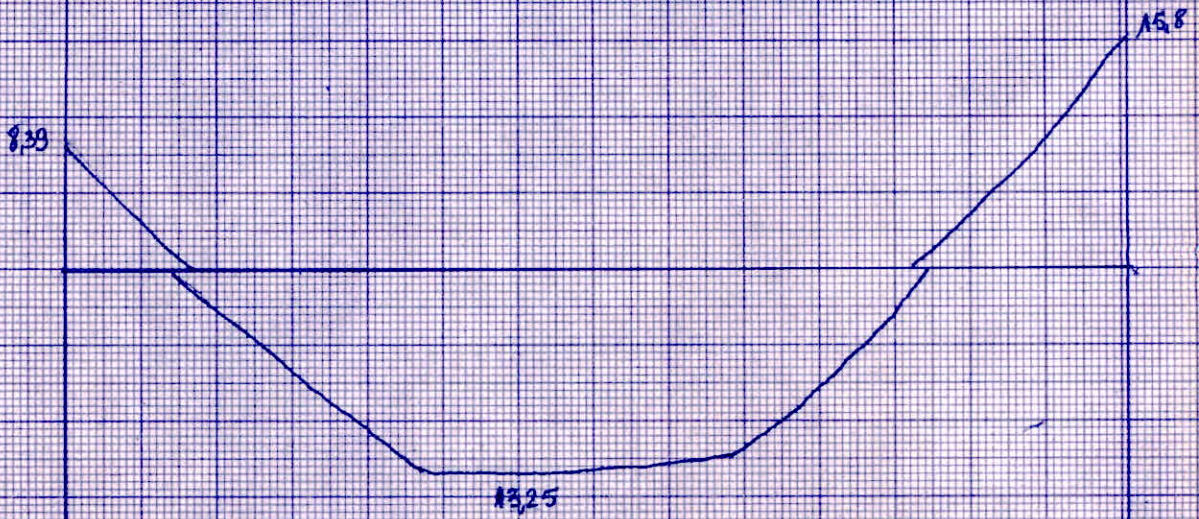
Moments isostatiques dans les travées Des différents Portiques  
en t.m.

Portiques	Niveau	Travée	l(m)	G			G+1,2P			G+P			G + $\frac{P}{5}$		
				M <sub>q</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>0</sub>
	IV	1-2	4,25	0,63	6,43	7,06	0,63	7,72	8,35	0,63	7,50	8,13	0,63	6,68	7,31
		2-2'	1,60	0,09	-	0,09	0,09	-	0,09	0,09	-	0,09	0,09	-	0,09
	III	1-2	4,25	1,65	5,39	7,04	1,65	9,90	11,55	1,65	9,15	10,80	1,65	6,29	7,94
		2-2'	1,60	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23
	II	1-2	4,25	1,65	5,39	7,04	1,65	9,90	11,55	1,65	9,15	10,80	1,65	6,29	7,94
		2-2'	1,60	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23
	I	1-2	4,25	1,65	5,39	7,04	1,65	9,90	11,65	1,65	9,15	10,80	1,65	6,29	7,94
		2-2'	1,60	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23	0,23	-	0,23
	IV	1-2	7,05	2,33	21,5	23,83	2,33	25,73	28,06	2,33	25,03	27,36	2,33	22,21	24,54
	III	1-2	7,05	4,97	18,12	23,09	4,97	35,04	40,01	4,97	32,22	37,19	4,97	20,94	25,91
	II	1-2	7,05	4,97	18,12	23,09	4,97	35,04	40,01	4,97	32,22	37,19	4,97	20,94	25,91
	I	1-2	7,05	4,97	18,12	23,09	4,97	35,04	40,01	4,97	32,22	37,19	4,97	20,94	25,91



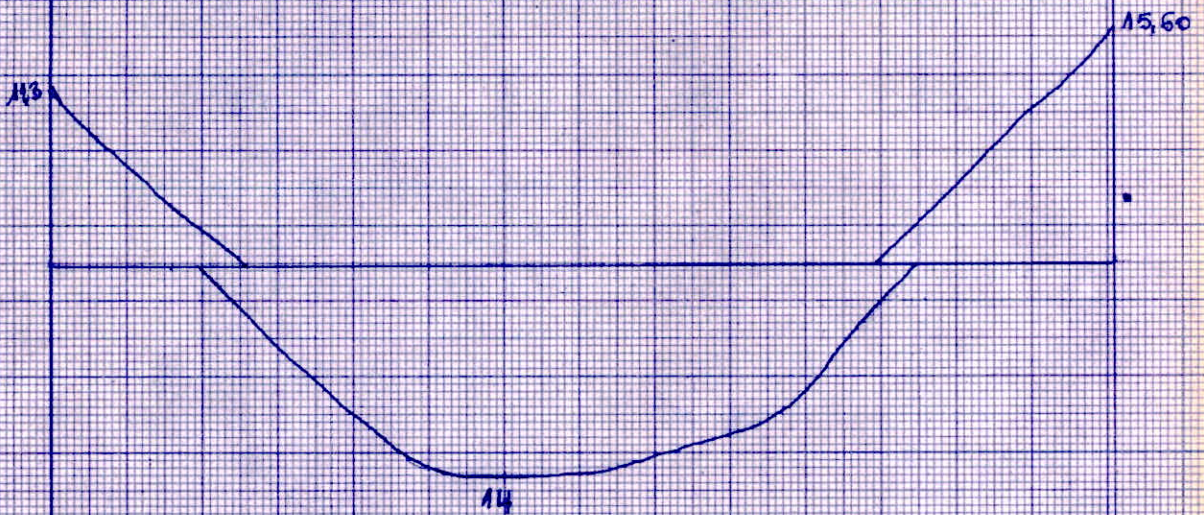
Portique Bt. B'  
Moments dans les poutres du portique.  
"Methode de Caquot."  
 $G + \frac{P}{5}$

Niv. IV



Niv. II

Niv. III





Moments dans les Poutres du Portique du B<sup>t</sup>. B<sup>i</sup>  
Methode de Caquot

G +  $\frac{D}{5}$

Niv II

M<sub>B</sub>

15,6

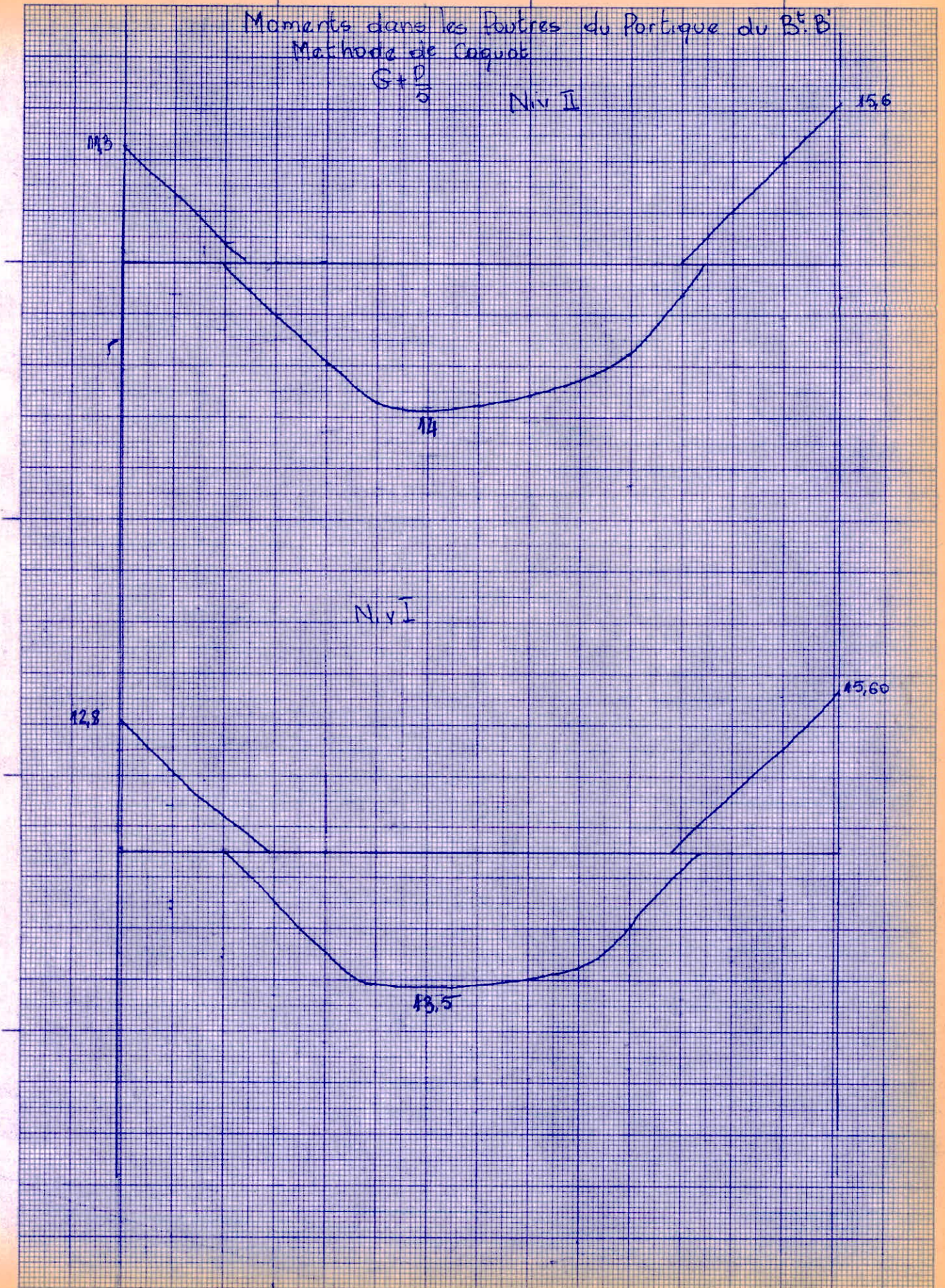
14

Niv I

12,8

15,60

13,5





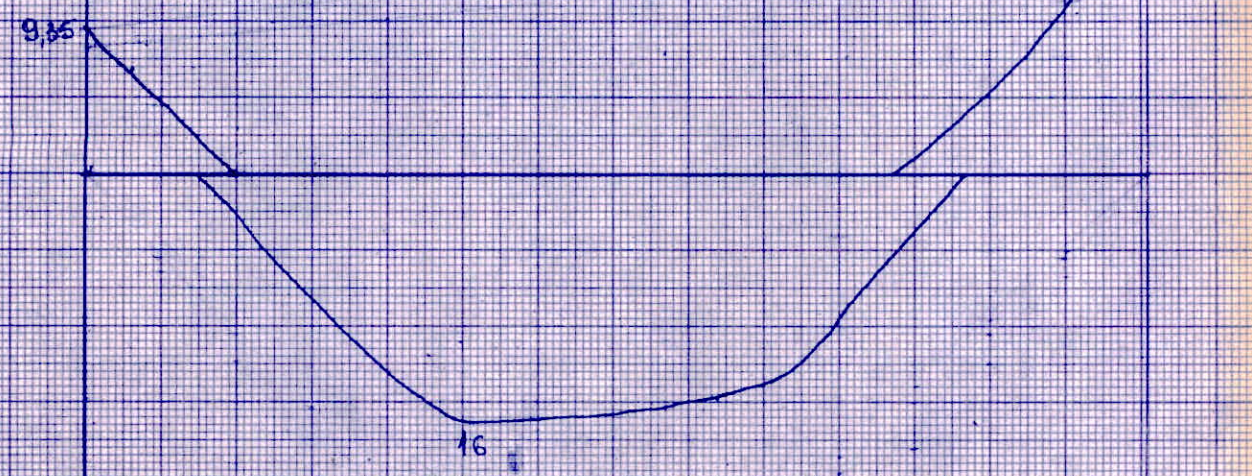
Portique B-B'

Moments dans les Poutres de Portique

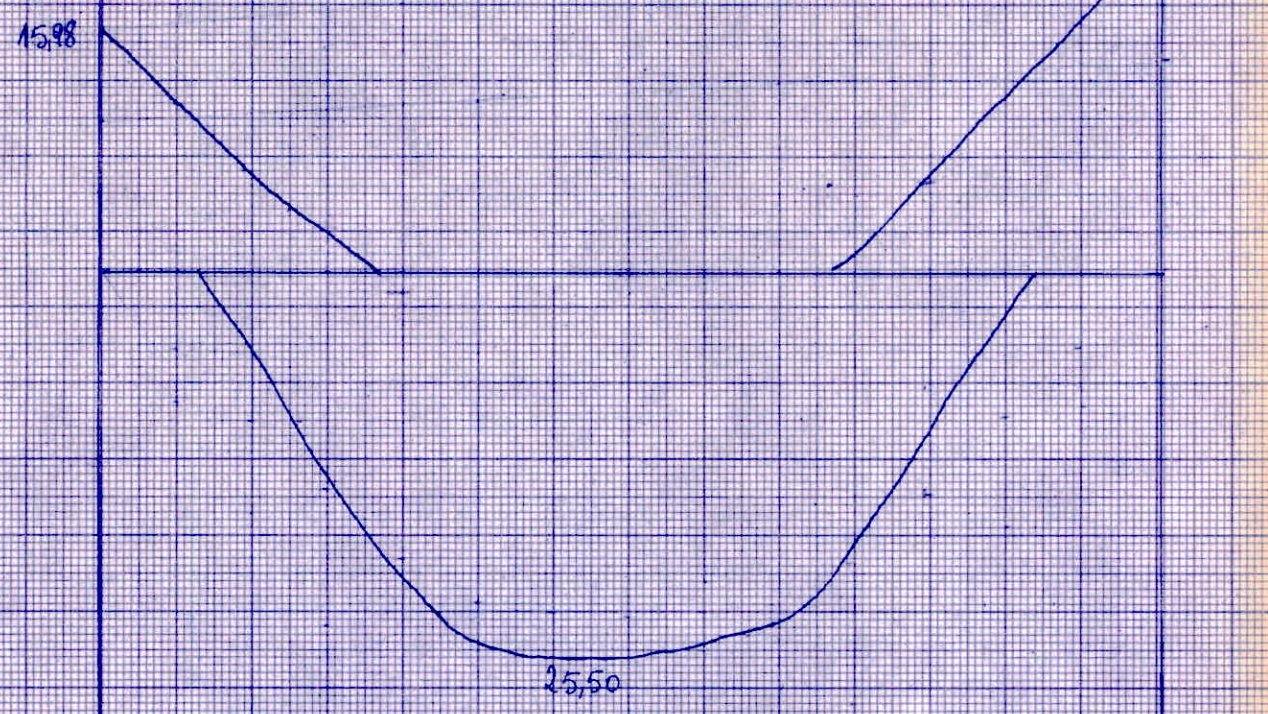
Niv. II Methode de Caquot

G+P

Niv IV



Niv III





Moments dans les Poutres du Portique du B<sup>s</sup> B<sup>i</sup>  
Nv Methode de Caquot

G+P  
Nv II

16,24

22,39

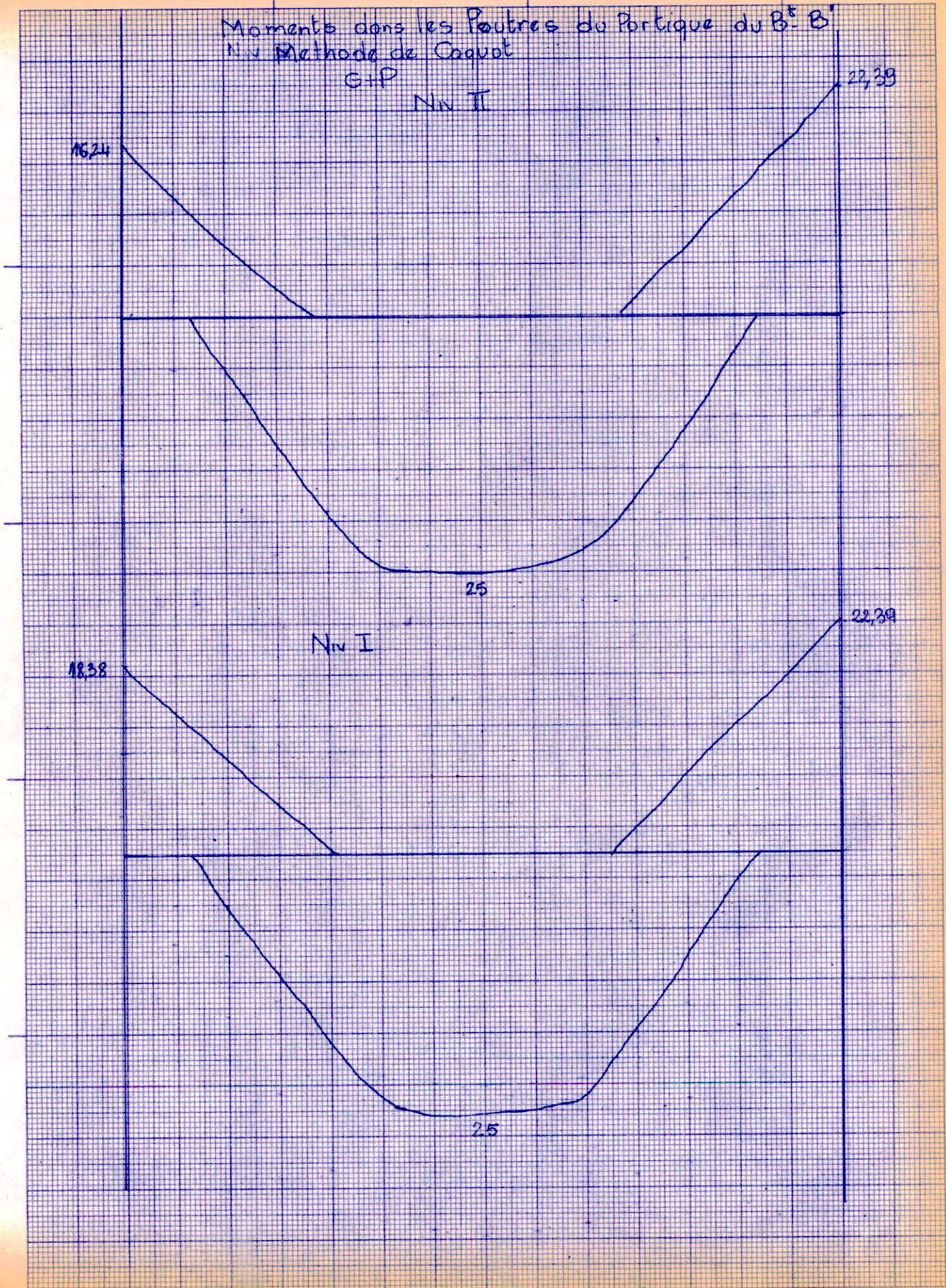
25

Nv I

18,38

22,39

25





# Portique du B<sup>t</sup>: B'

Moments dans les poutres

G + 1,2 P

Niv 4



9,63

18,07

16,75

Niv. 3

17,20

24,09

28,15





# Portique transversal B-B'

Moments dans les poutres

G + 1,2P

(Méthode de Caquot)

Niv 2



24,09

17,48

2,8

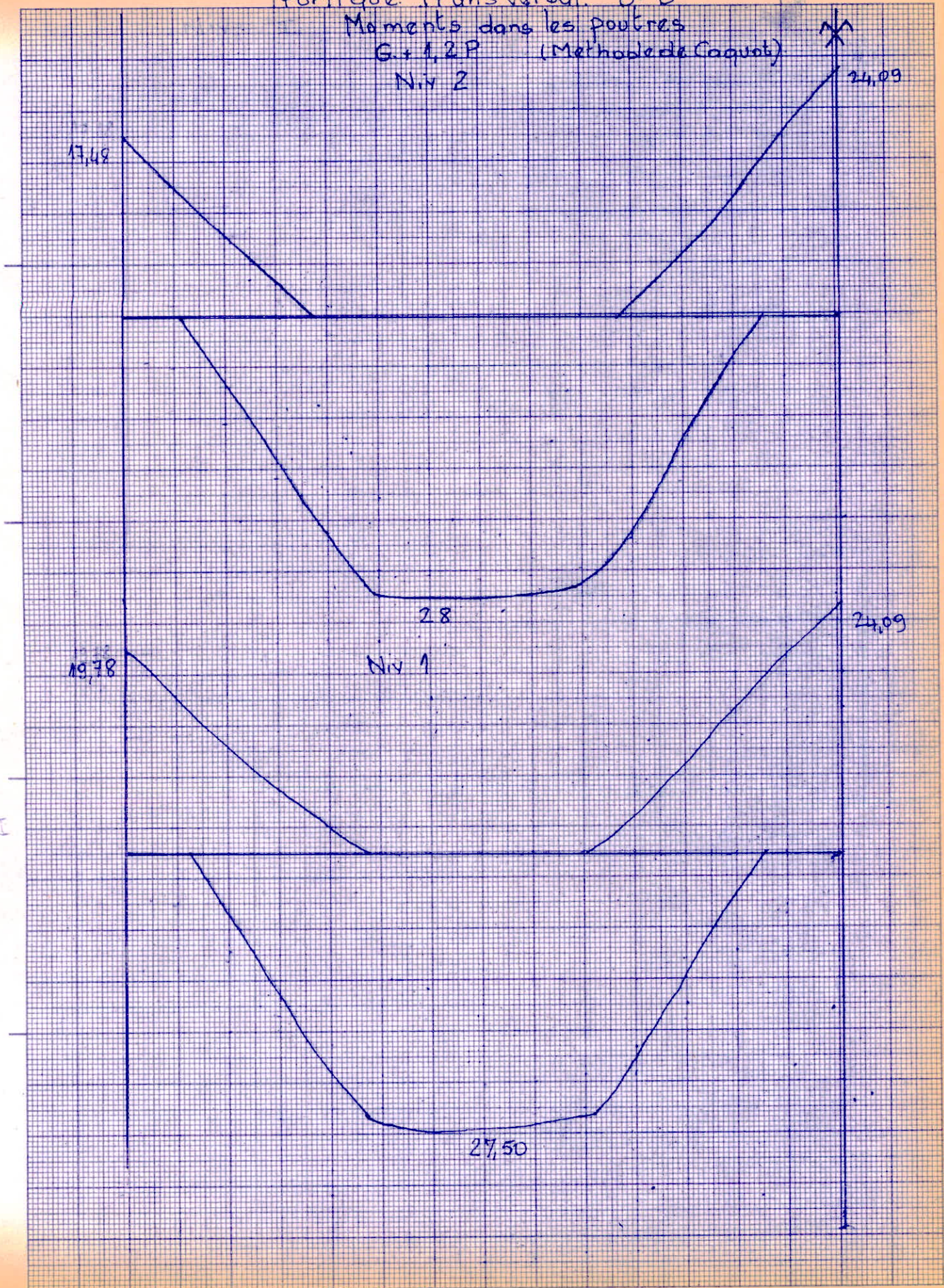
Niv 1

24,09

19,78

27,50

NW I





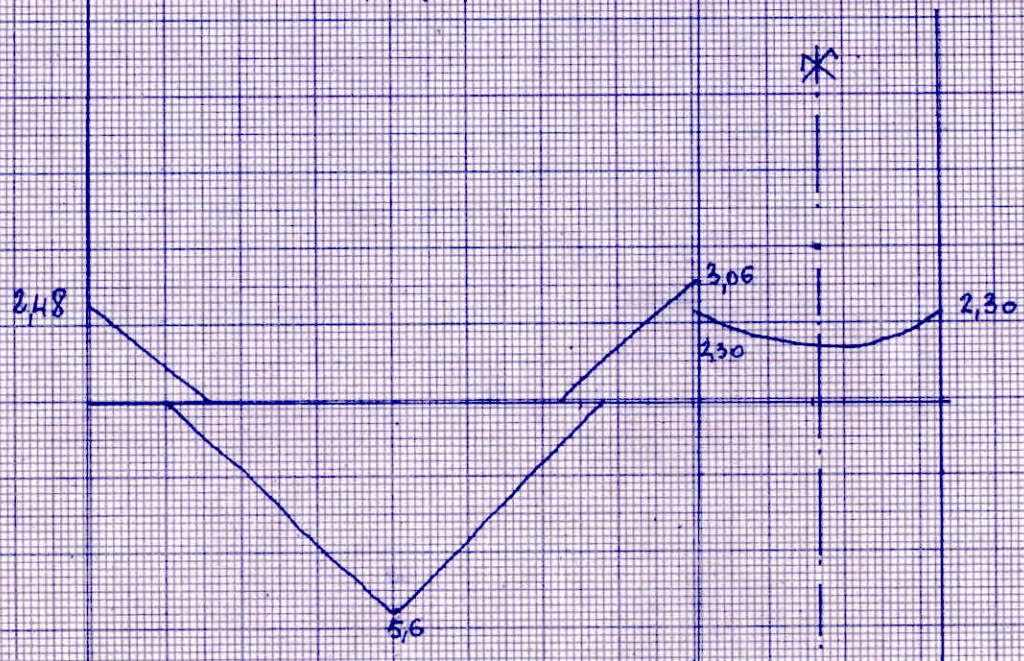
# Portique Bt. A'

Moments dans les poutres

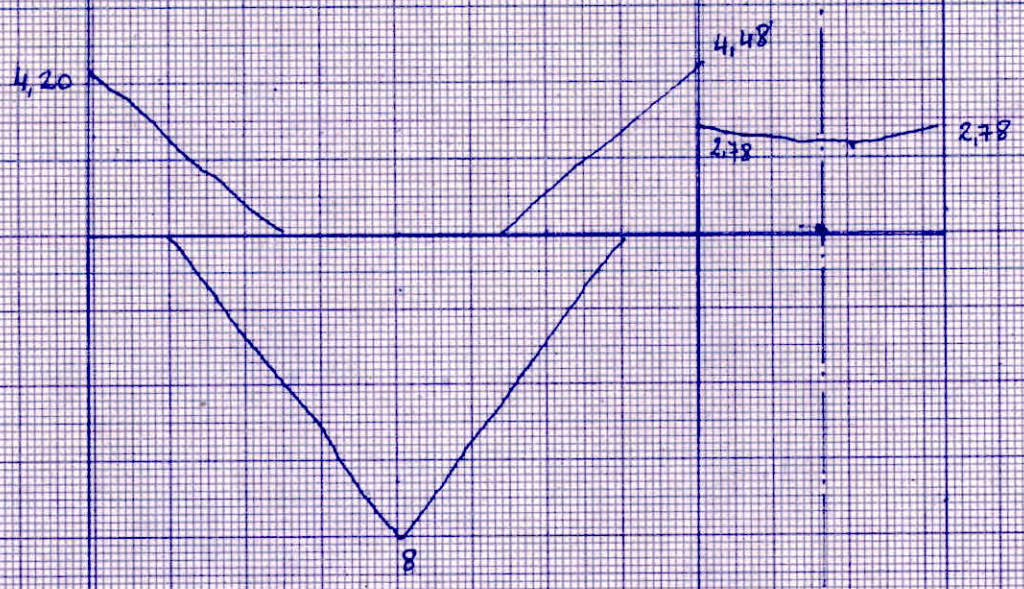
G+1,2P

Methode de "Caquot"

Niv 4



Niv 3





Portique B<sup>c</sup> A' 69

Niv 2

G + 1,2 P

Moments dans les poutres  
(Coquot)

4,26

4,50

2,74

2,74

8,20

Niv 1

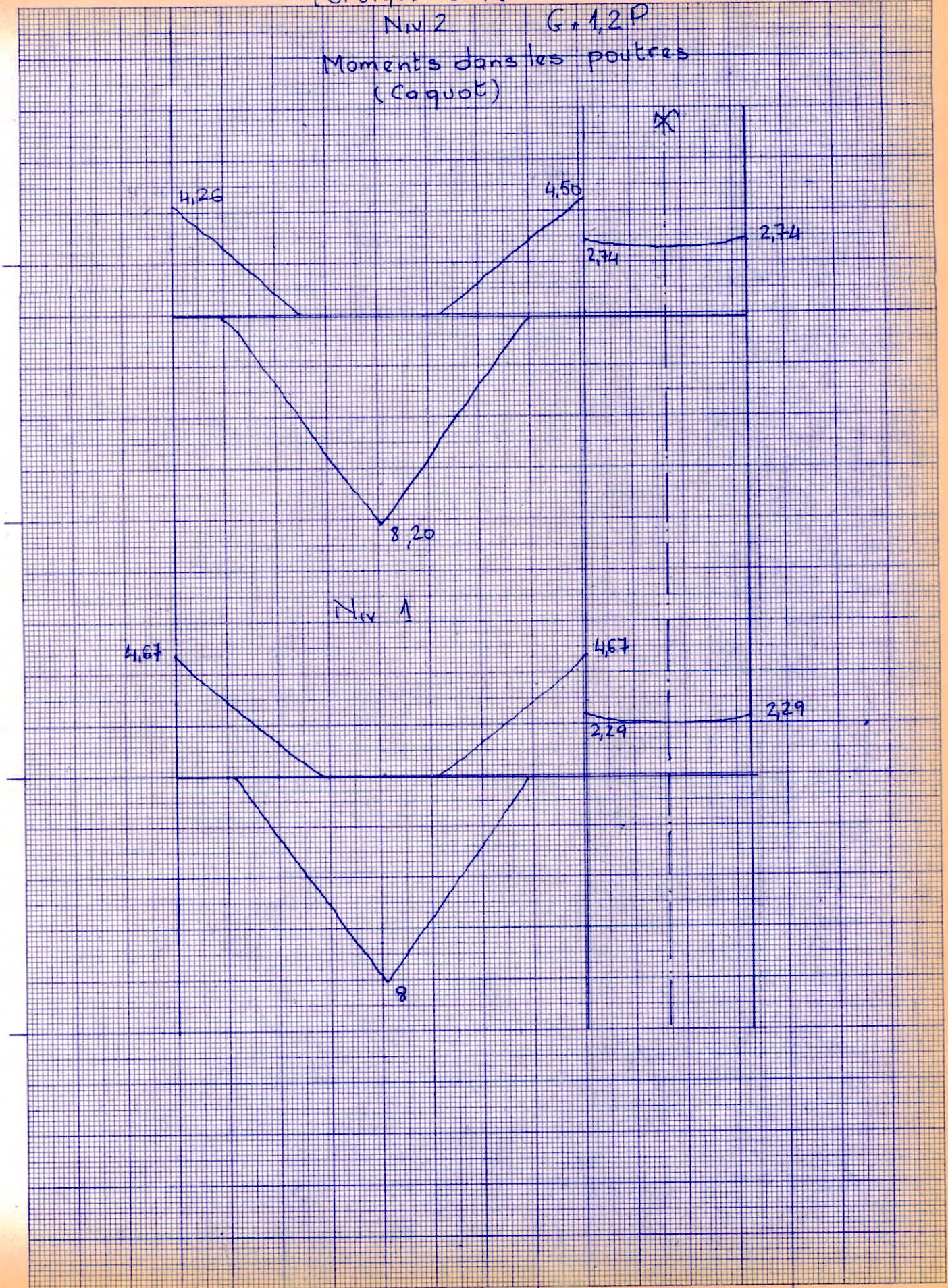
4,67

4,67

2,29

2,29

8

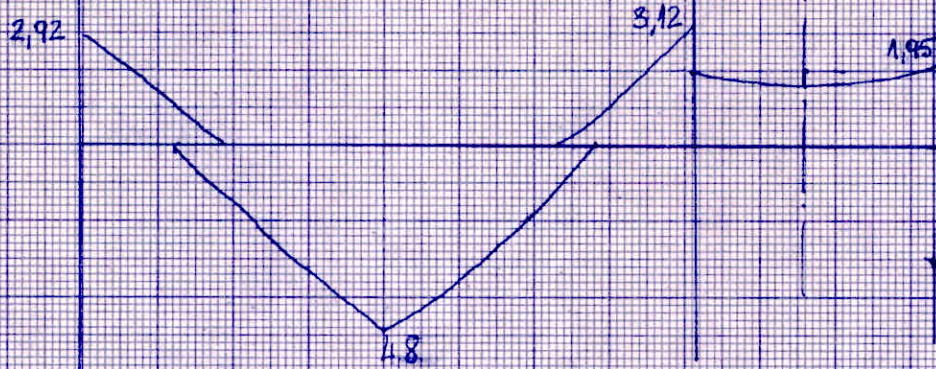




Portique transversal B-A  
Moment dans les poutres sous  $G + \frac{P}{5}$   
(caquet)  
Niv IV



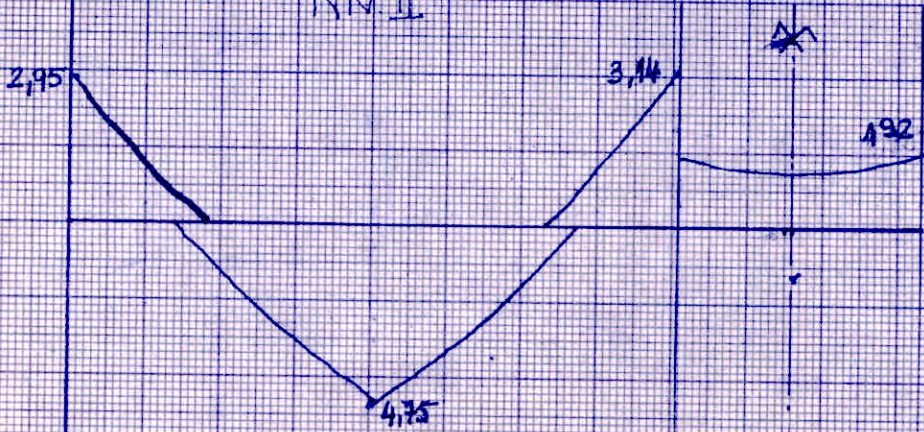
Niv III



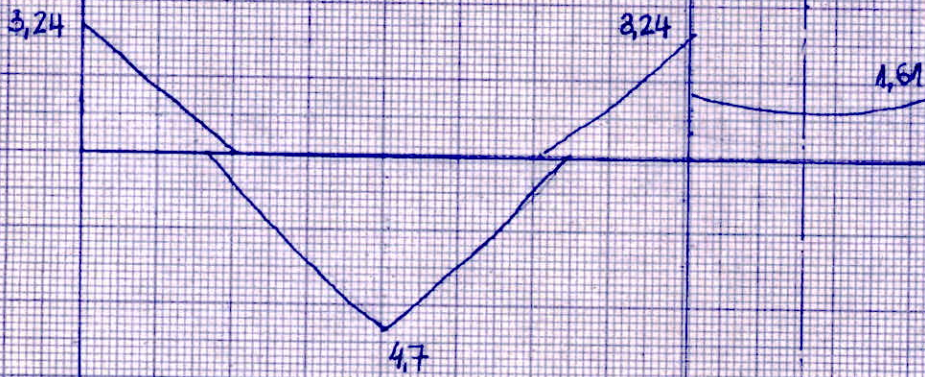


Portique transversal - St. A'  
Moment dans les Poutres sous G+P  
(caquet)

Niv. II

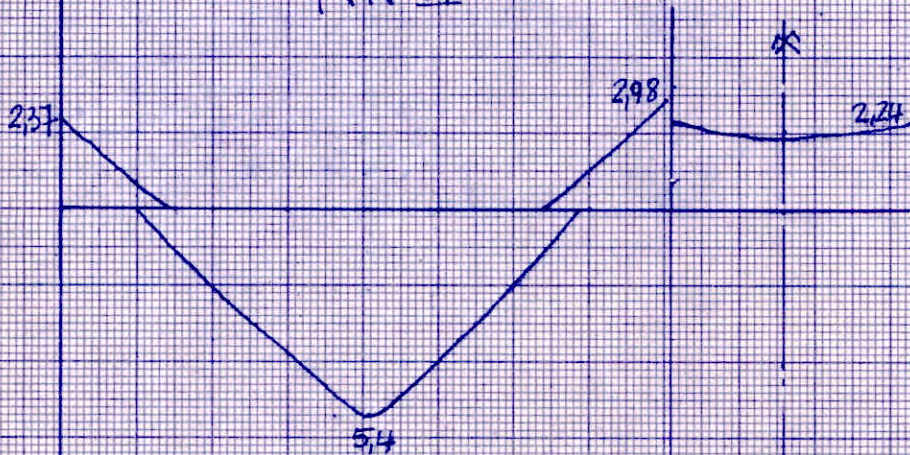


Niv. I





Portique transversal - bâtiment A'  
Moment dans les poutres sous G+P  
(Caquot)  
NIV IV

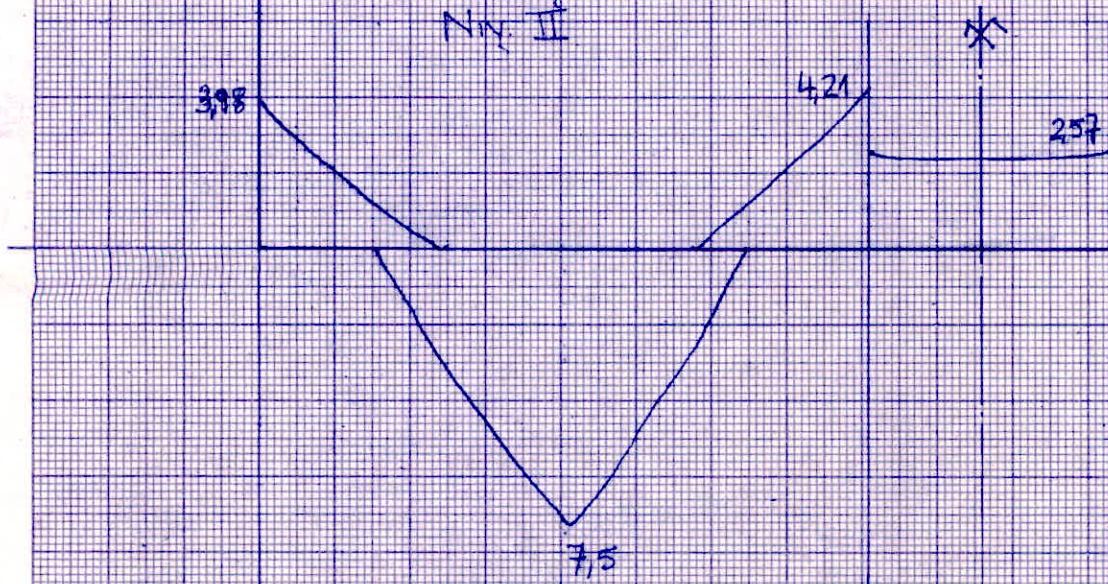


NIV III

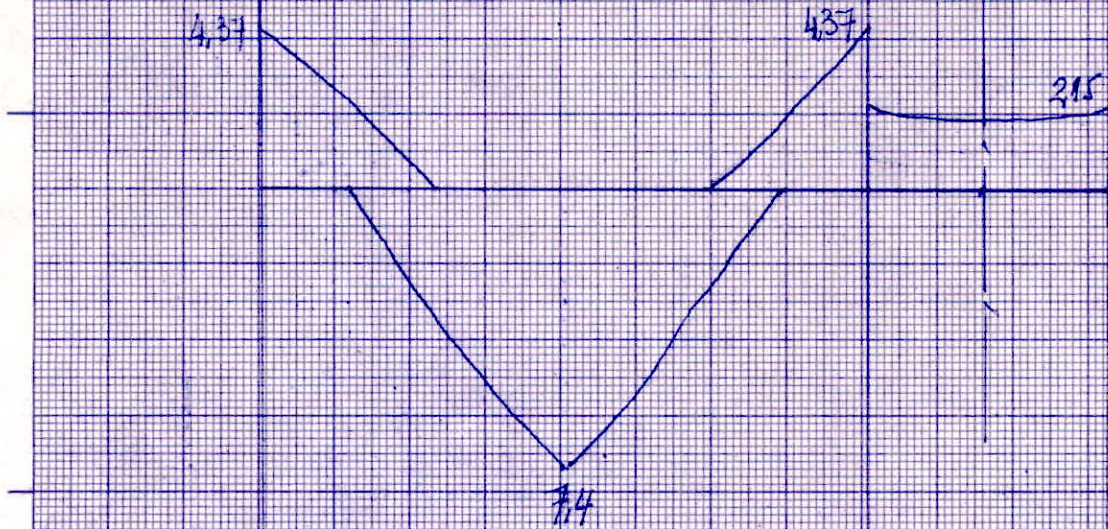




Moment dans les Poutres Sous G+P  
(Coquat)  
Niv. II



Niv. I





CHARGES

HORIZONTALES

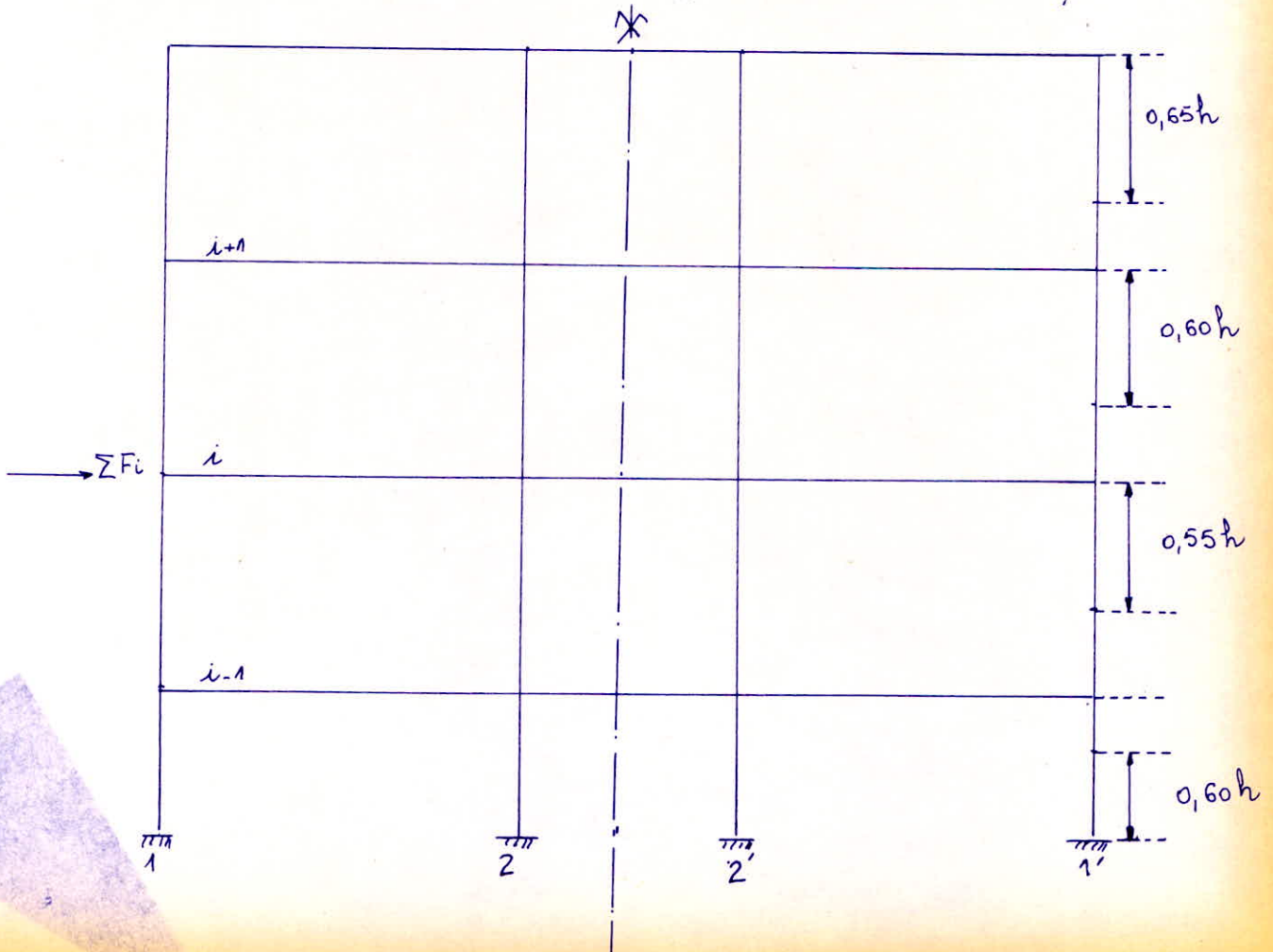


Le calcul des portiques sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de BOWMAN

Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus avec des méthodes exactes

L'effort tranchant total à chaque Niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux

- Les points d'inflexions dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent
- au dernier Niveau, à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau
  - à l'avant dernier Niveau, à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau
  - au niveau directement au dessous, à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau
  - à tous les autres niveaux sauf au premier à  $0,50h$
  - au premier niveau à  $0,60h$  à partir de la base du poteau





Le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux rigidités des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré

### Hypothèse de calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les rigidités des différentes travées des poutres porteuses des planchers parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la rigidité du poteau le plus raide, on admet :

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive, étant toutefois affectés du coefficient 0,8
- que les poteaux des étages courants sont encastés au niveau de chaque plancher et articulés aux hauteurs définies plus haut

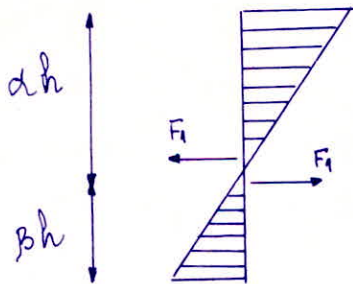
Je peux écrire compte tenu de ces hypothèses :

- pour un seul Niveau  $F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n$

avec  $F_1 = F_n = \frac{F \times 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_n \times 0,8}$

$$F_2 = \frac{F \times I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

Les moments flechissants seront :



on calcule les moments à la base et à la tête des poteaux

à la base.  $M = F_1 \cdot \beta h$

à la tête.  $M = F_1 \cdot d h$

$\alpha, \beta$  sont les coefficients de BOWMAN définis plus haut



Dans les poutres

Le moment du poteau doit être équilibré par le moment flechissant des poutres

les moments seront pour le noeud de la file 1:  $M = F_1 \alpha h$

pour le noeud de la file 2  
à gauche du noeud 2:  $M = F_2 \alpha h \frac{K_g}{K_d + K_g}$

à droite du noeud 2:  $M = F_2 \alpha h \frac{K_d}{K_d + K_g}$

avec  $K_g = \frac{I_g}{l_g}$        $K_d = \frac{I_d}{l_d}$

pour un étage intermédiaire

Au niveau du plancher de rang  $i$

$$F = \sum F_i = F_i + F_{i+1} + F_{i+2} + \dots + F_{i+m}$$

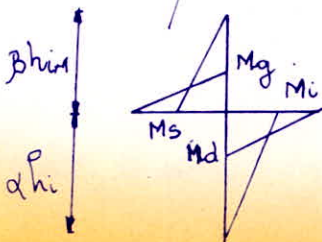
A l'étage de rang  $i+1$ , je sais que l'effort  $\sum F_{i+1}$  crée en pied du poteau supportant le plancher de rang  $i+1$ , des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de  $\sum F_{i+1}$  suivant les inerties des poteaux supportant le plancher avec le coefficient 0,8 pour les poteaux de rive)

Soit par exemple pour le poteau 2 de l'étage  $i+1$ .

$$M = -F_2 \alpha h \quad \text{avec} \quad F_2 = \sum F_{i+1} \cdot I_2 \cdot \frac{0,8 I_1 + I_2 + I_2' + 0,8 I_1'}{0,8 I_1 + I_2 + I_2' + 0,8 I_1'}$$

Je procède de même en ce qui concerne l'effort  $\sum F_i$  ce qui me permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de rang  $i$

au droit d'un noeud, il sera possible de calculer les moments en tête travers aboutissant à ce noeud en fonction des moments  $M_s$  et  $M_i$  obtenus pour le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce Noeud.



$$M_g = -(M_s + M_i) \frac{K_g}{K_d + K_g}$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

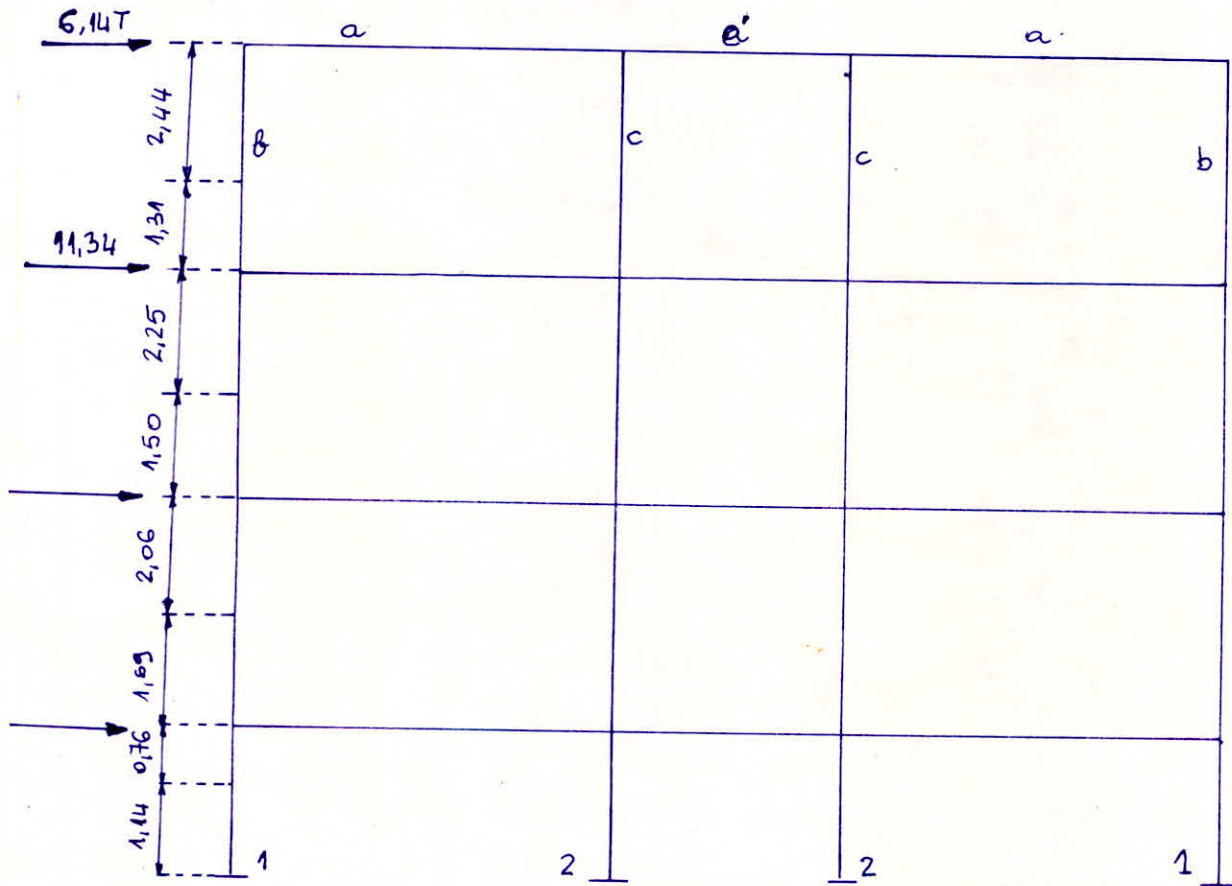
pour un noeud intermédiaire



et  $M_g$  ou bien  $M_d$  égal à  $-(M_s + M_i)$  pour un nœud de Rive

Les hypothèses exposées sont satisfaites, la méthode de BOWMAN est applicable au calcul des portiques.

Je détaillerai dans ce qui suivra le calcul du portique du B<sup>t</sup> A'  
Les charges horizontales sont les forces sismiques  $\overleftrightarrow{SI_H}$  calculées précédemment.



- a = poutre 25x45
- b = poteau 25x50
- c = poteau 25x40
- h = hauteur du poteau = 3,75m
- e = poutre 25x45
- l<sub>a</sub> = 4,05m
- l<sub>e</sub> = 1,60m

$$I_b = 2,6 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad I_c = 1,33 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad I_a = 1,90 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Noeud 1  $K_g = 0$  (Rive)  $K_d = \frac{I_d}{l_d} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{405} = 469,14 \text{ cm}^3$

$$K_d = 1$$

$$K_g + K_d$$

Noeud 2  $K_g = \frac{I_g}{l_g} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{405} = 469,14 \text{ cm}^3$   $K_d = \frac{I_d}{l_d} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{160} = 1225,81 \text{ cm}^3$

$$K = K_g + K_d = 469,14 + 1225,81 = 1694,95 \text{ cm}^3$$



Niveau IV

$$F_1 = \frac{F_{IV} \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_2 + 0,8 I_1} = \frac{F_{IV} \cdot 0,8 \cdot 2,6 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 2,6 \cdot 10^5 + 2 \times 1,33 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 2,6 \cdot 10^5} =$$

$$F_{IV} = 6,14 \text{ t} \quad F_1 = 1,87 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{F_{IV} \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_2 + 0,8 I_1} = \frac{6,14 \cdot 1,33}{6,82} = 1,20 \text{ t}$$

les moments dans les poteaux seront:

file 1. moment en tête de poteau  $M_{t1} = F_1 \cdot 2,44 = 1,87 \cdot 2,44 = 4,56 \text{ t.m}$  dans les traverses  $M_{d1} = -M_{t1} \cdot \frac{k_d}{k_g + k_d} = -M_{t1}$

- en base.  $M_{s1} = F_1 \cdot 1,31 = 2,45 \text{ t.m}$   $M_{d1} = 4,56 \text{ t.m}$

file 2. en tête de poteau.  $M_{t2} = F_2 \cdot 2,44 = 1,20 \cdot 2,44 = 2,93 \text{ t.m}$   
 en base.  $M_{s2} = F_2 \cdot 1,31 = 1,20 \cdot 1,31 = 1,57 \text{ t.m}$

Moments dans les traverses

$$M_{g2} = -M_{t2} \cdot \frac{k_g}{k} = -2,93 \cdot \frac{469,14}{1694,95} = -0,81 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = -M_{s2} \cdot \frac{k_d}{k} = -1,57 \cdot \frac{1225,81}{1694,95} = -1,12 \text{ t.m}$$

Niv III  $F_{III} = 11,34 \text{ t}$

$$F_1 = \frac{11,34 \cdot 0,8 \cdot 2,6}{6,82} = 3,46 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{11,34 \cdot 1,33}{6,82} = 2,21 \text{ t}$$

file : moment en tête  $M_{t1} = 3,46 \cdot 0,6 \cdot 3,75 = 7,79 \text{ t.m}$   
 en base.  $M_{s1} = 3,46 \cdot 1,5 = 5,19 \text{ t.m}$

Moment dans les traverses

$$M_{d1} = -(M_{s1} + M_{t1}) = -(5,19 + 7,79)$$

$$M_{d1} = -12,98 \text{ t.m}$$



file 2 : moment en tête de poteau

$$M_{i2} = 2,21 \times 2,25 = 4,97 \text{ t.m.}$$

en base.  $M_{s2} = 2,21 \cdot 1,5 = 3,32 \text{ t.m}$

Moment dans les traverses

$$M_{d2} = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K} = -(4,97 + 1,57) \frac{1225,81}{1694,95}$$

$$M_{d2} = -4,73 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K} = (-4,97 + 1,57) \frac{469,14}{1694,95} = -1,81 \text{ t.m}$$

Niveau II

$$F_{II} = 16,54 \text{ t}$$

$$F_1 = 16,54 \cdot \frac{0,8 \cdot 2,6}{6,82} = 5,04 \text{ t}$$

$$F_2 = 16,54 \cdot \frac{1,33}{6,82} = 3,23 \text{ t}$$

file 1 moment en tête de poteau.

$$M_{i1} = 5,04 \cdot 2,06 = 10,38 \text{ t.m}$$

moment en base.

$$M_{s1} = 5,04 \cdot 1,69 = 8,52 \text{ t.m}$$

Moment dans les traverses

$$M_{d1} = - (M_s + M_i) = - (10,38 + 5,19) = -15,57 \text{ t.m}$$

file 2. moment en tête de poteau

$$M_{i2} = 3,23 \cdot 2,06 = 6,65 \text{ t.m}$$

en base.  $M_{s2} = 3,23 \cdot 1,69 = 5,26 \text{ t.m}$

moment dans les traverses

$$M_{d2} = - (M_i + M_s) \frac{K_d}{K} = -(6,65 + 3,32) \frac{1225,81}{1694,65} = -7,21 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = - (M_i + M_s) \frac{K_g}{K} = -(6,65 + 3,32) \frac{469,14}{1694,95} = -2,76 \text{ t.m}$$



Niveau I

$$F_x = 17,96t$$

$$F_1 = \frac{17,96 \cdot 0,8 \cdot 2,6}{6,82} = 5,48t$$

$$F_2 = \frac{17,96 \cdot 1,33}{6,82} = 3,50t$$

file 1 moment en tête de poteau

$$M_{i1} = 5,48 \cdot 0,76 = 4,16t.m$$

en base de poteau.

$$M_{s1} = 5,48 \cdot 1,69 = 9,26t.m$$

moment dans les traverses

$$M_{d1} = -(M_s + M_i) = -(9,26 + 4,16) = -13,42t.m$$

file 2 moment en tête de poteau.

$$M_{i2} = 3,50 \cdot 0,76 = 2,66t.m$$

en base de poteau.

$$M_{s2} = 3,50 \cdot 1,69 = 5,92t.m$$

moment dans les traverses

$$M_{d2} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_d}{K} = -5,13t.m$$

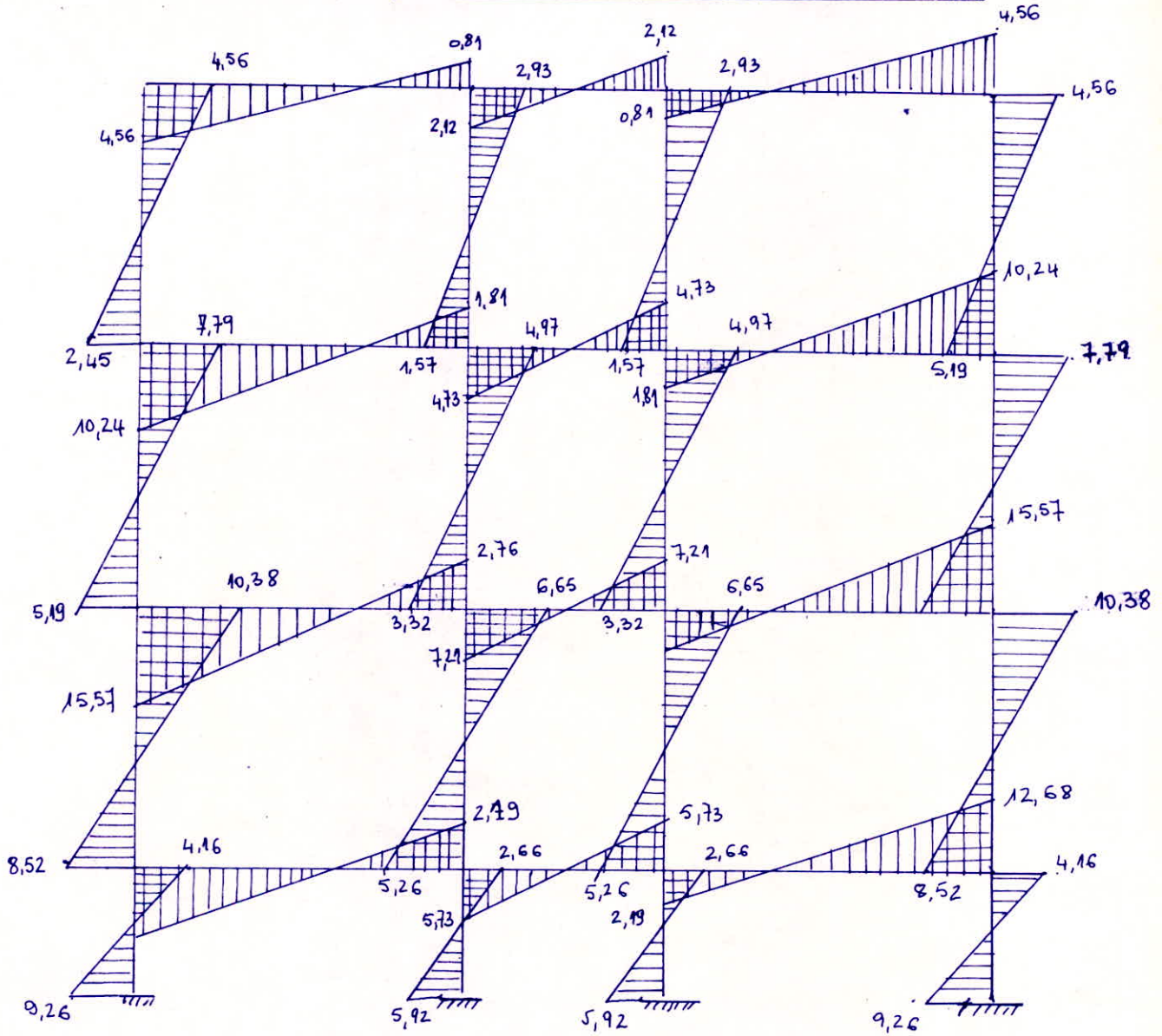
$$M_{g2} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{K_g}{K} = -2,19t.m$$

Le calcul des moments dans le portique transversal du Batiment B' est analogue au précédent. Je donnerais les résultats sous forme de diagramme.



# PORTIQUE TRANSVERSAL DU B<sup>T</sup> A'

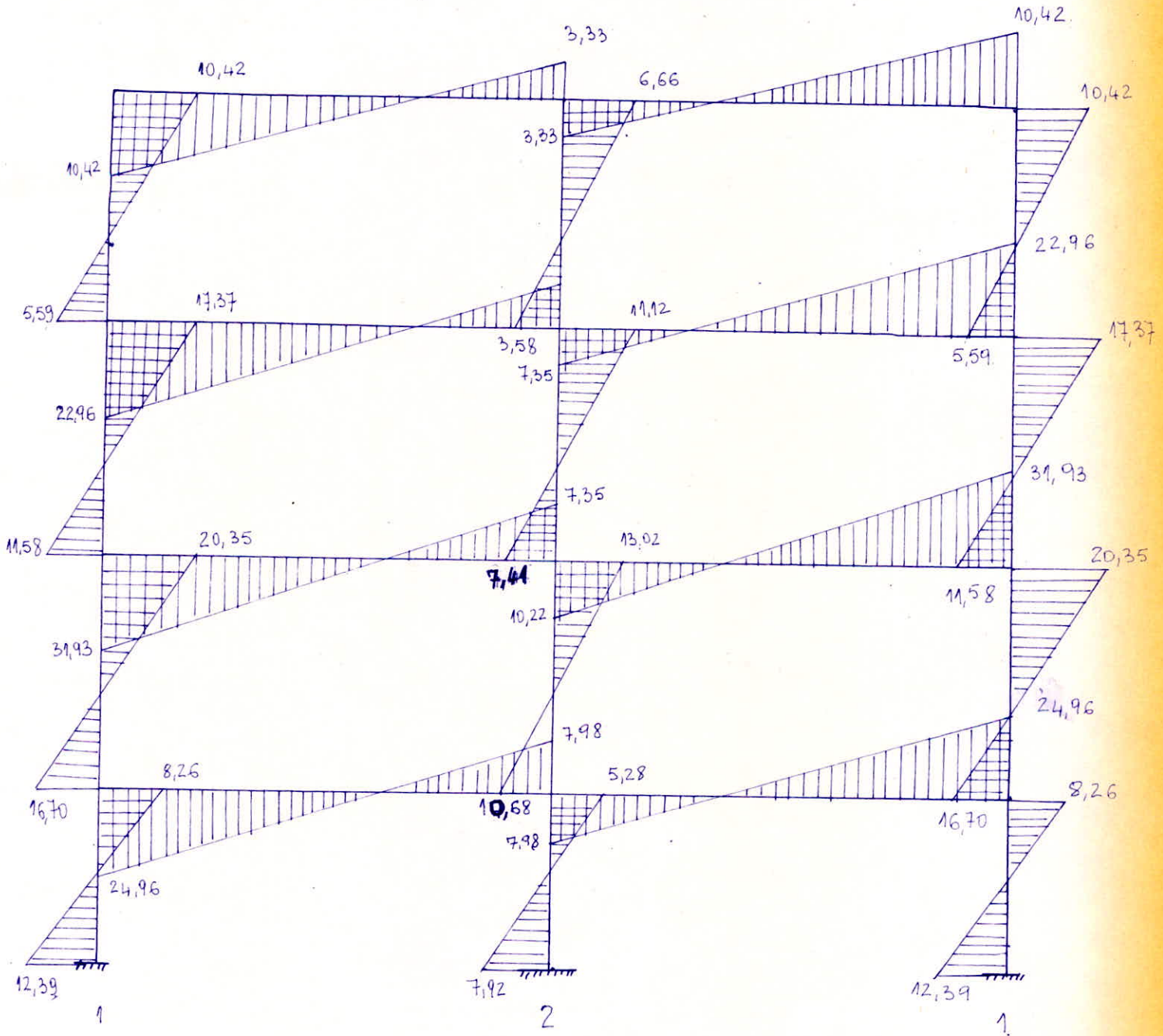
Moments (t.m) dans les nœuds dus à  $\vec{S}I_H$





# PORTIQUE TRANSVERSAL DU BT B'

Moments (t.m) dans les nœuds dus à  $\vec{S}_{IH}$



poteau: 25x50

poteau 2: 25x40

Poutre 25x60



SUPPERPOSITION DES EFFORTS  
VERTICAUX ET HORIZONTALS



Superposition des sollicitations dues aux charges horizontales et verticales.

Les sollicitations globales considérées pour le calcul des sections des barres sont le résultat de la superposition des sollicitations dues aux forces horizontales et verticales.

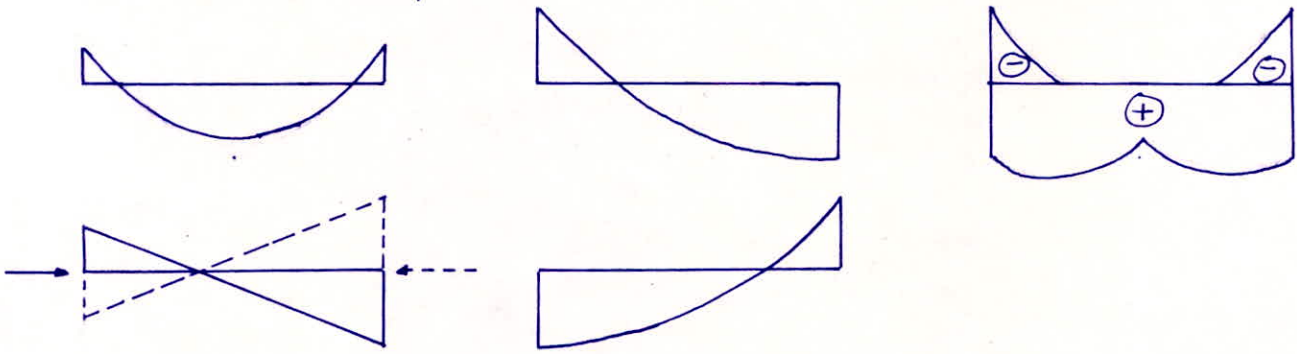
En effectuant cette superposition, il ne faut pas oublier que les forces horizontales qui agissent sur les bâtiments (vent et séisme) ont un caractère alternatif; elles peuvent changer de signe tout en gardant la même valeur et la même direction.

Les combinaisons de calcul auront toujours la même forme.

$$[S]_{\text{calcul}} = [S]_{\text{verticale}} \pm [S]_{\text{horizontale}}$$

où [S] représente une sollicitation globale quelconque (moment fléchissant, effort tranchant, force axiale). Nous remarquons qu'en prenant en compte l'action des charges horizontales, l'état de contrainte due aux charges verticales seules, peut se trouver modifiée qualitativement (renversement des signes des moments fléchissants, mutation compression - traction pour certains éléments verticaux etc...). C'est pourquoi, il est nécessaire d'établir des diagrammes enveloppes pour chaque type de sollicitation à part.

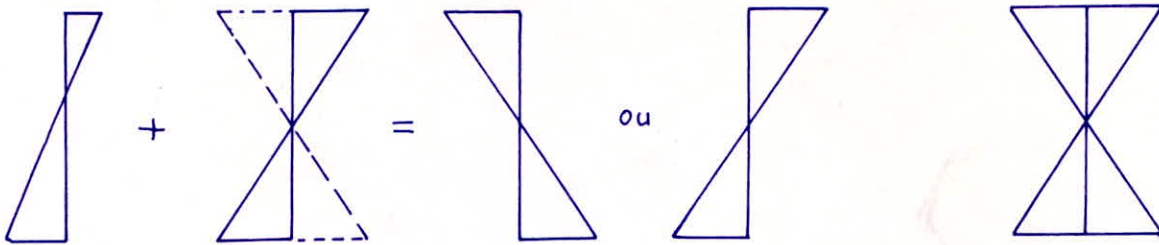
Moments dans les poutres:



diag. enveloppe.

Moments dans les colonnes:

Dans les colonnes, le moment dû aux forces horizontales est en général prépondérant vis à vis du moment dû aux charges verticales.



diag. enveloppe.



### Effort axial dans les poteaux:

Les charges verticales produisent une force de compression  $N_v$ . Les charges horizontales provoquent des forces axiales indirectes (dûes au moment de renversement), dont le signe pour le même poteau change lorsque le sens d'action de la force change

### Effort tranchant:

#### 1° Dans les poutres:

L'effort tranchant  $T$  sera calculé sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre. La détermination de  $T$  sous l'action des charges verticales dépend de la distribution des forces extérieures et des valeurs des moments sur les appuis (moments hyperstatiques).

$$T = T_{\text{isostatique}} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

où  $M_w$  et  $M_e$  représentent respectivement les moments sur les appuis gauche et droit.

#### 2° Dans les colonnes:

L'effort tranchant  $T$  dû aux charges verticales est très faible, il est permis de le négliger; donc il ne reste que l'effort tranchant dû aux charges horizontales qui est nettement plus important.

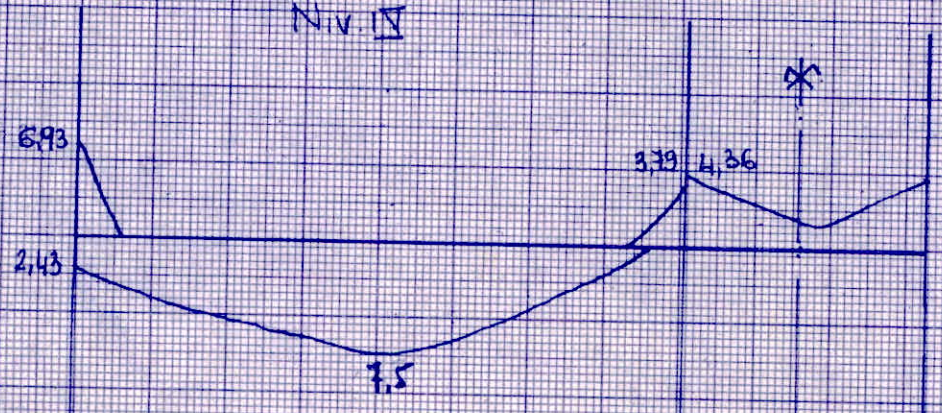
Je donnerai par la suite tous les diagrammes enveloppes.



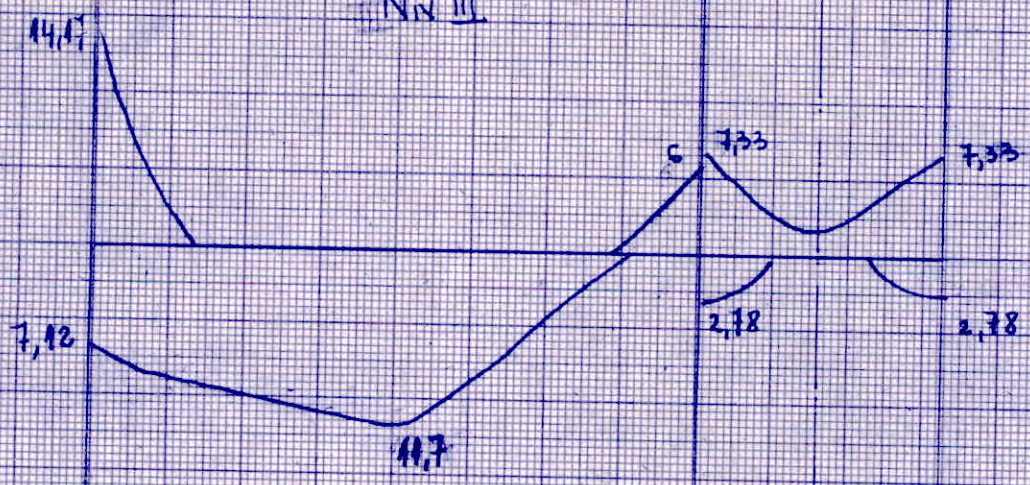
# Portique transversal B<sup>E</sup> A'

## Diagramme enveloppe des Moments dans les Poutres

### Niv. II

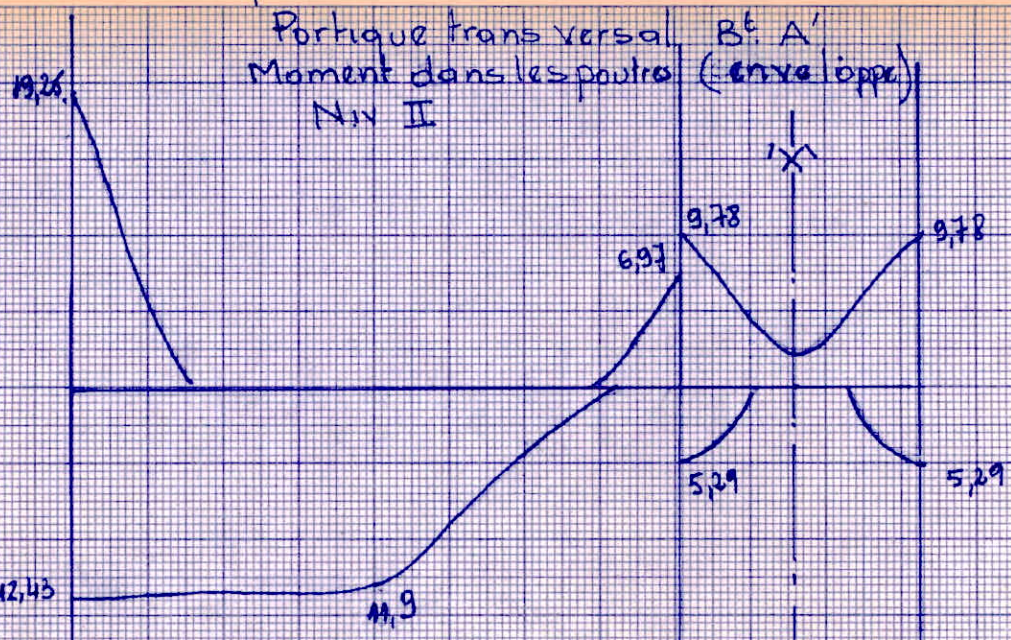


### Niv. III

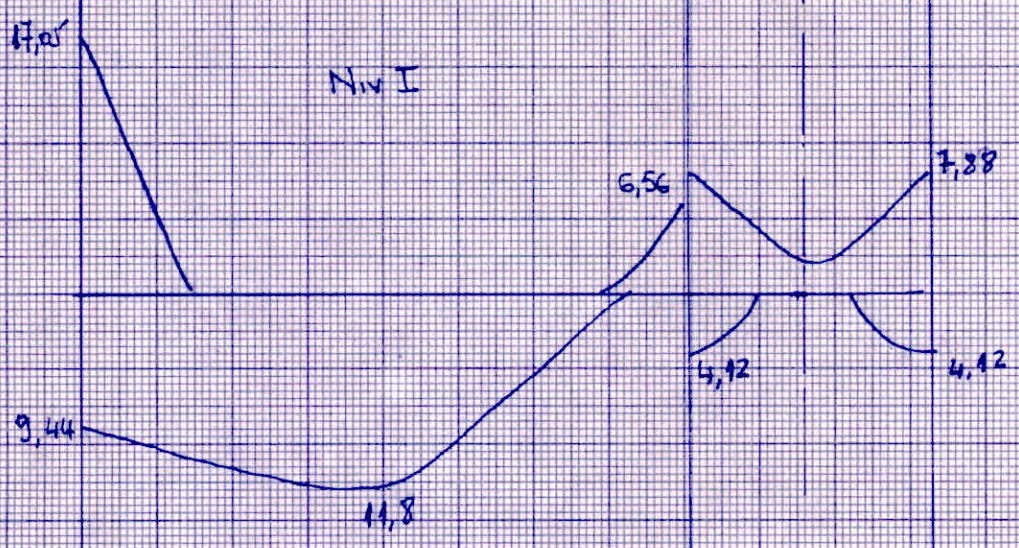




Portique transversal B<sup>c</sup> A'  
Moment dans les poutres (enveloppe)  
Niv II



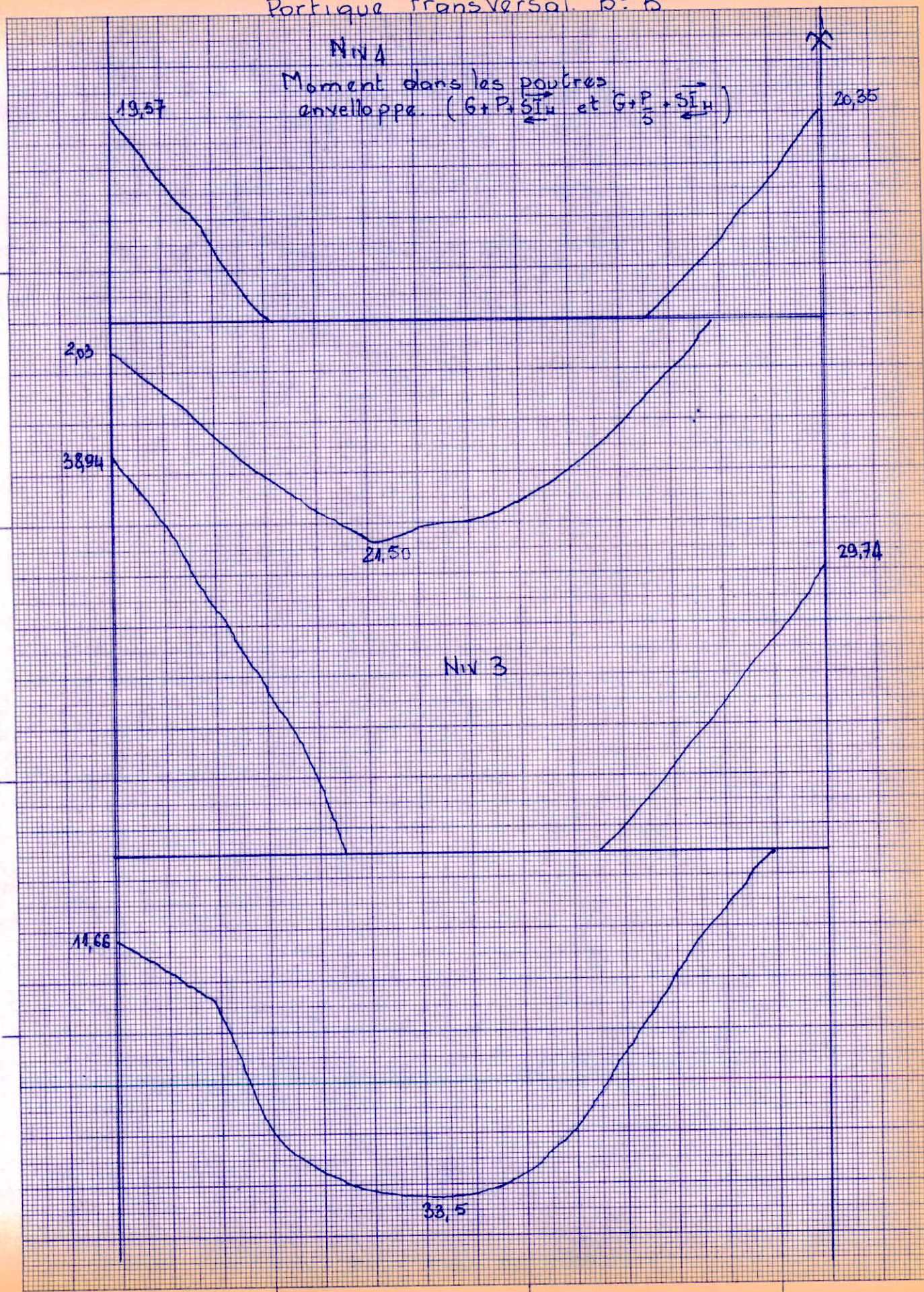
Niv I





-80  
Portique transversal. B<sup>c</sup>. B'

Niv 4  
Moment dans les poutres  
enveloppe. ( $G+P+S_{1u}$  et  $G+\frac{P}{5}+S_{1u}$ )

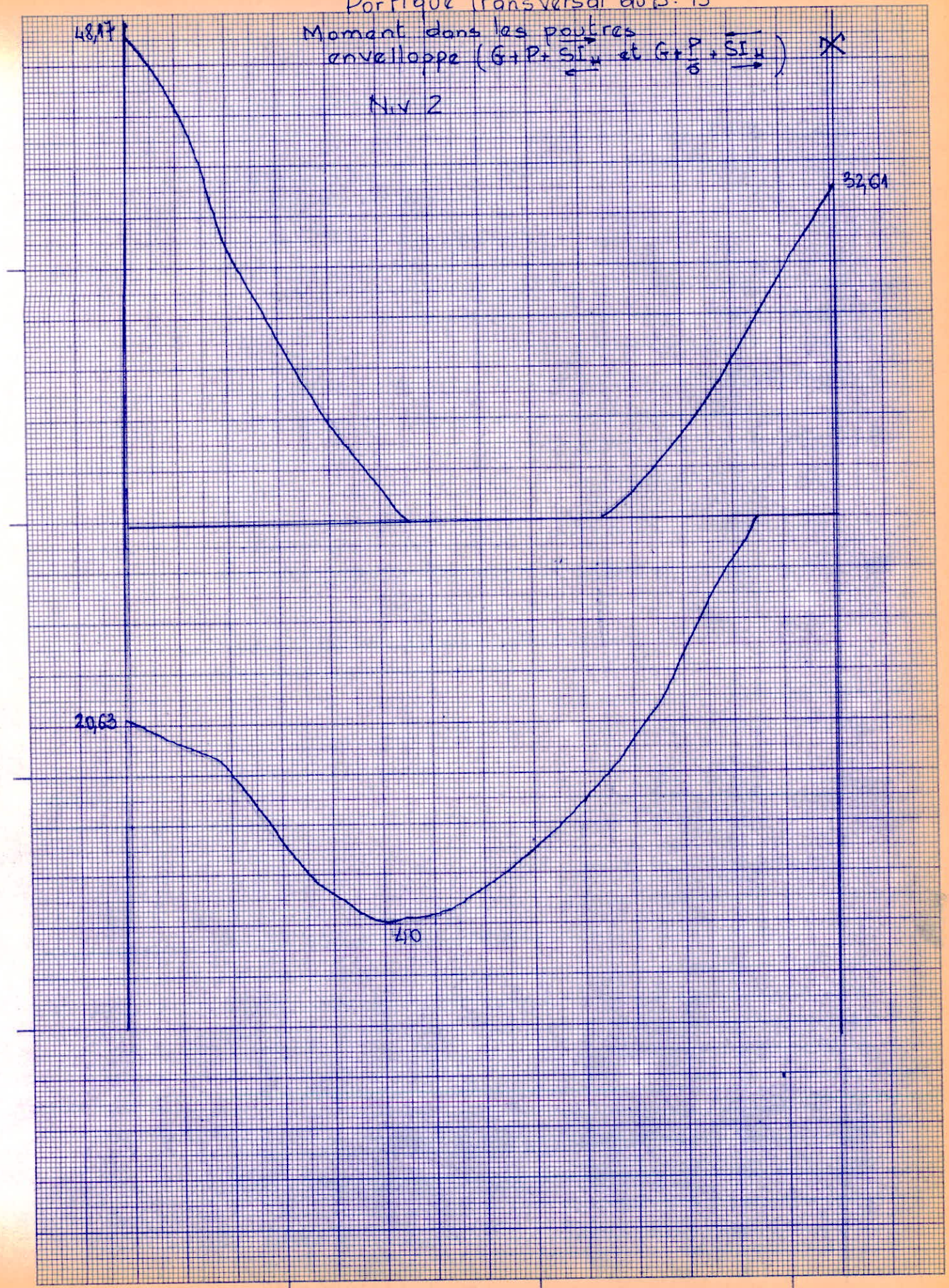




### Portique transversal du B<sup>t</sup> B'

Moment dans les poutres  
enveloppe ( $G+P+SI_H$  et  $G+\frac{P}{\phi}+SI_H$ )

Niv 2

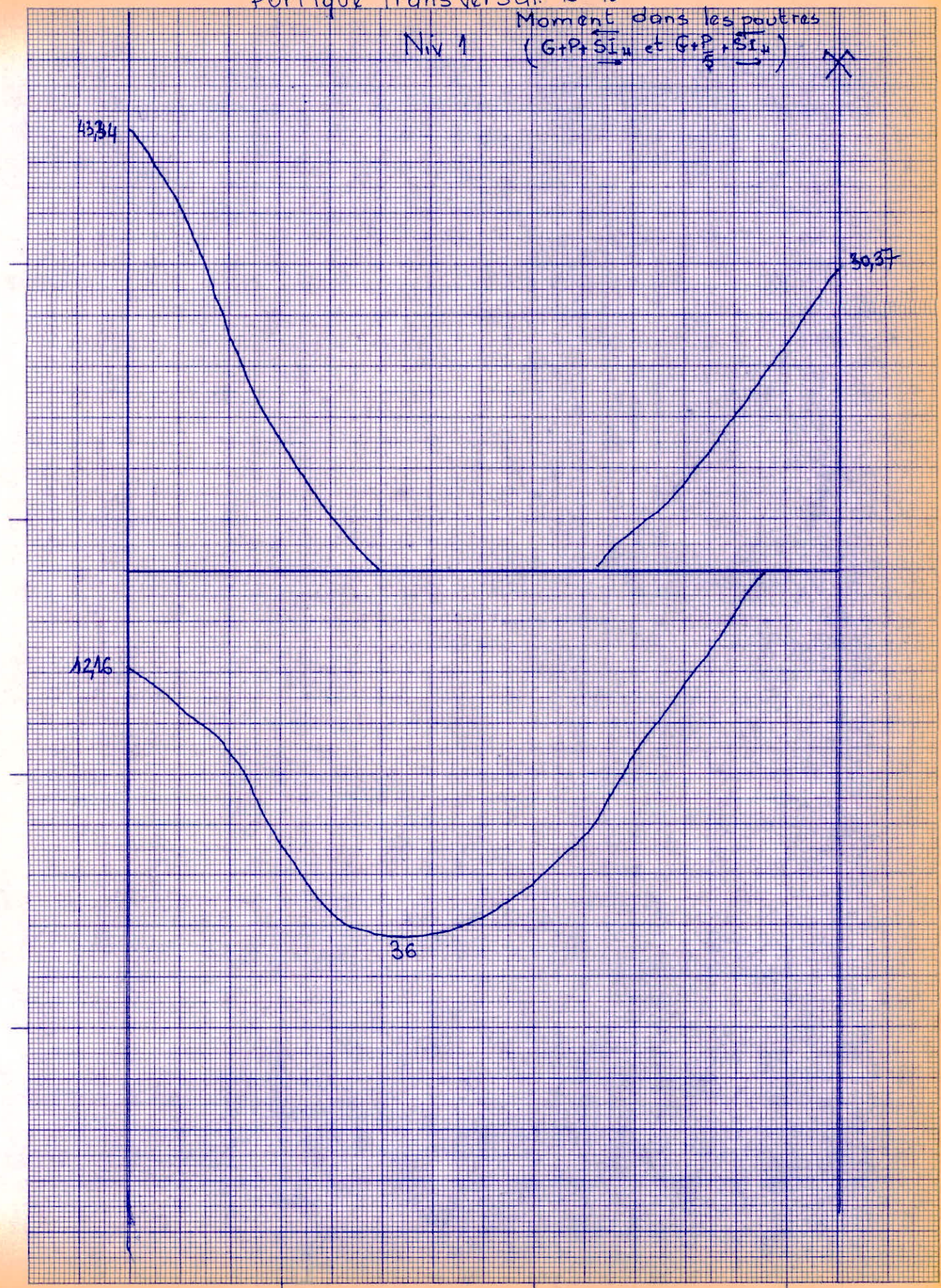




# Portique transversal. B<sup>t</sup>-B'

Niv 1

Moment dans les poutres  
( $G+P$   $\overleftarrow{SI}_u$  et  $G+\frac{P}{2}$   $\overrightarrow{SI}_u$ )



13,34

30,37

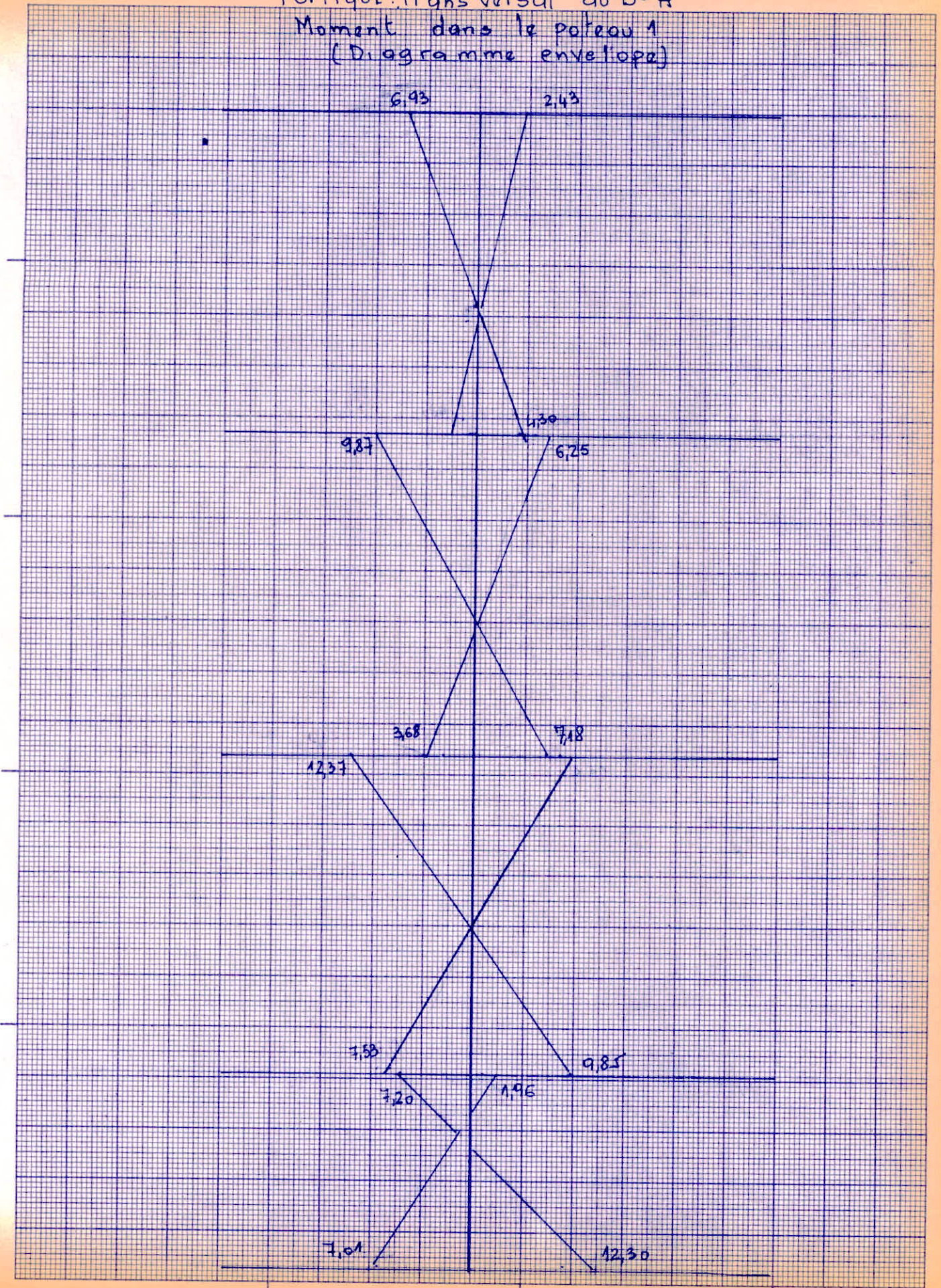
12,16

3,6



# Portique transversal du B<sup>t</sup> A'

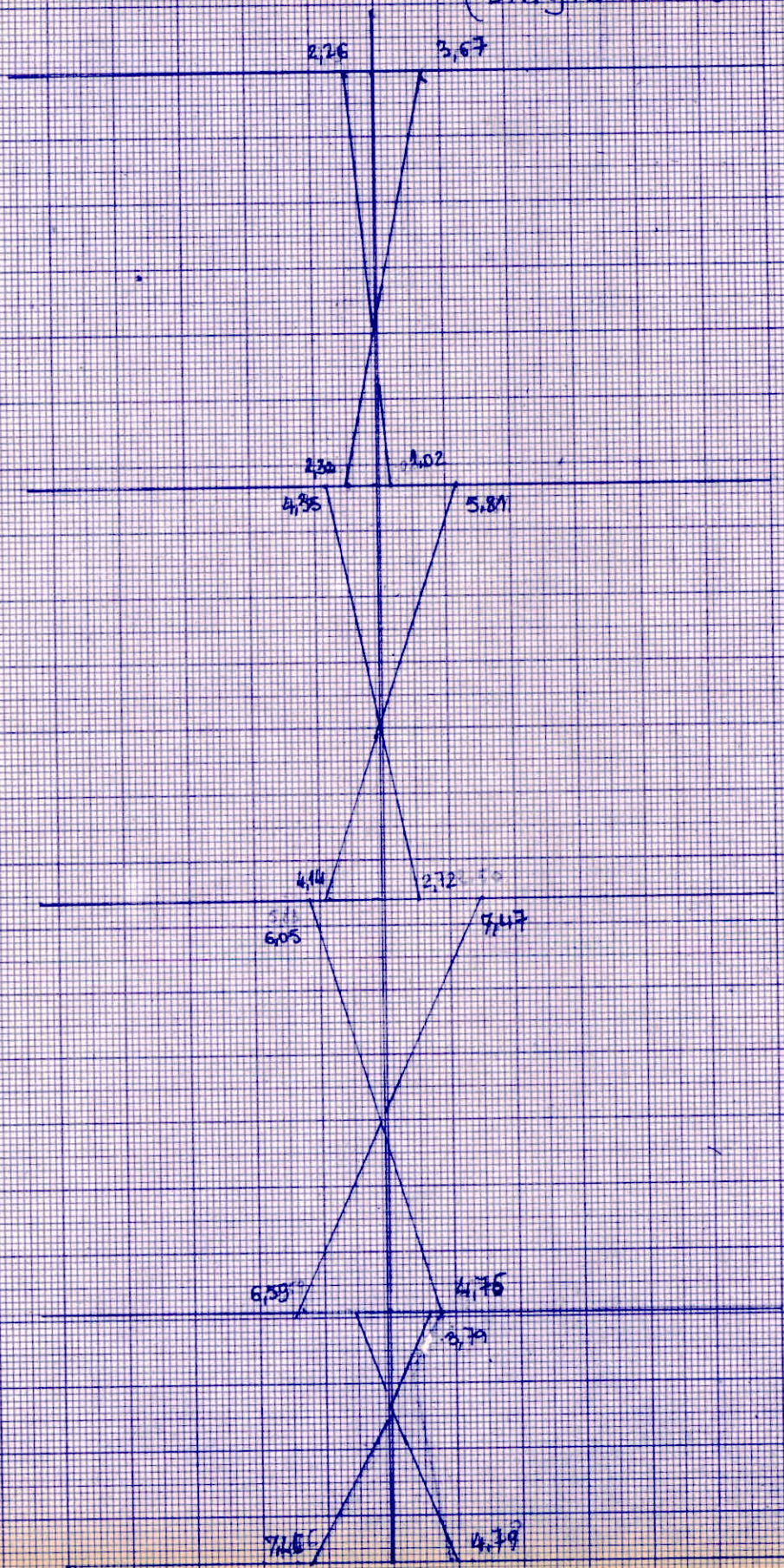
## Moment dans le poteau 1 (Diagramme enveloppe)





# Portique transversal du Bt A'

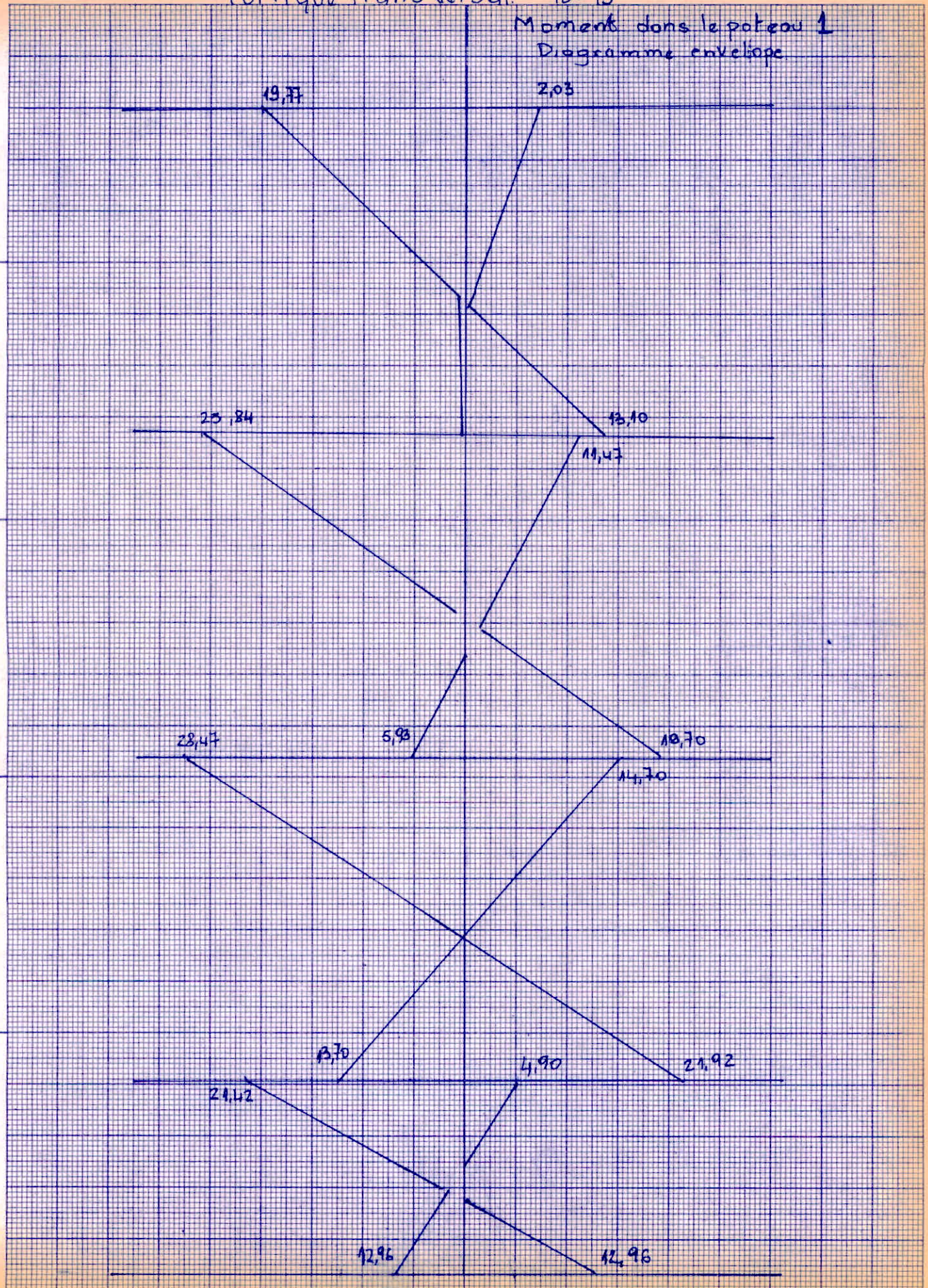
## Moments dans le poteau 2 (Diagramme enveloppe)





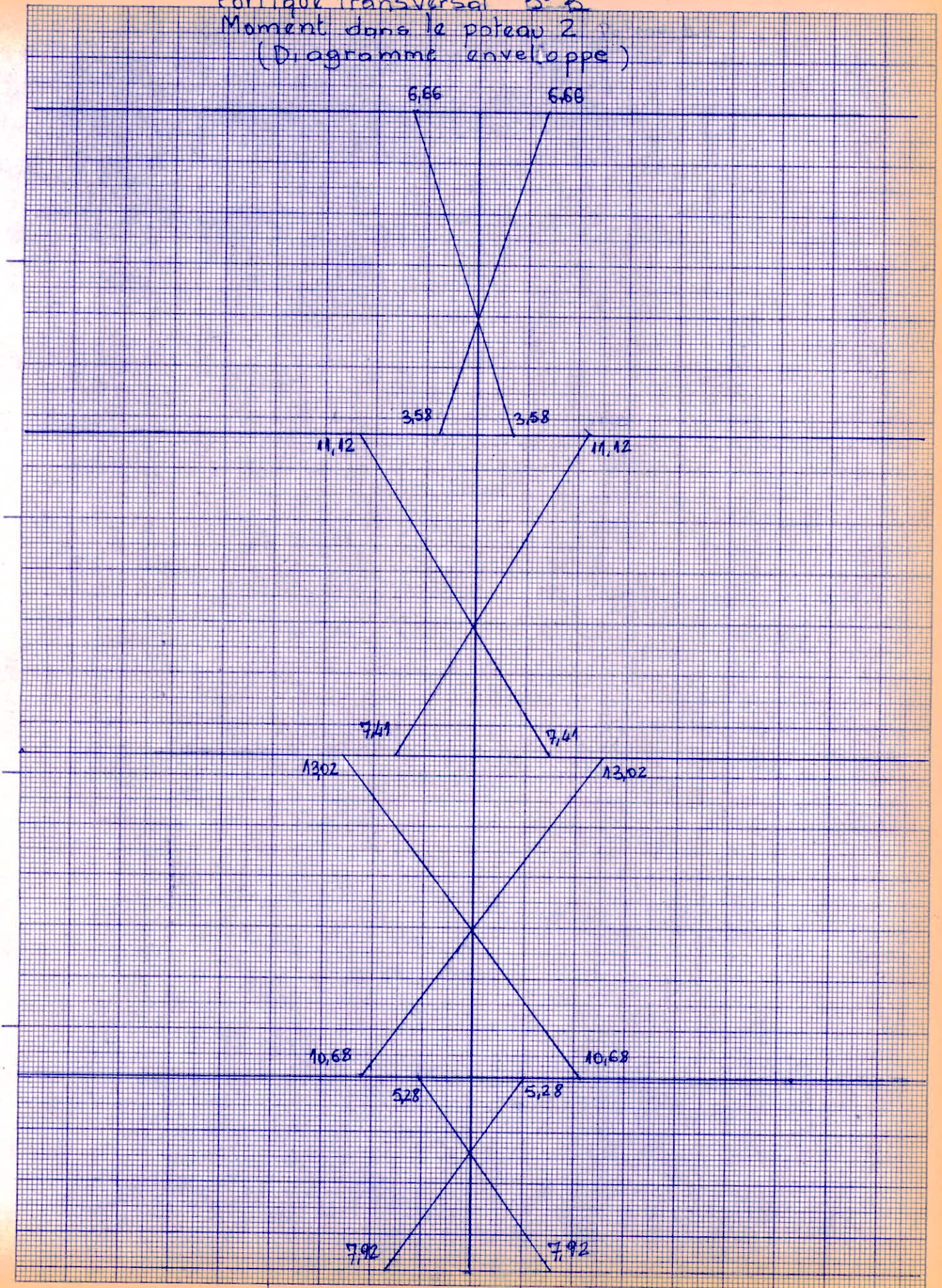
# Portique transversal. B<sup>t</sup> B'

Moment dans le poteau 1  
Diagramme enveloppe





Portique transversal Bt B'  
Moment dans le poteau 2  
(Diagramme enveloppe)





FERRAILLAGE DES PORTIQUES

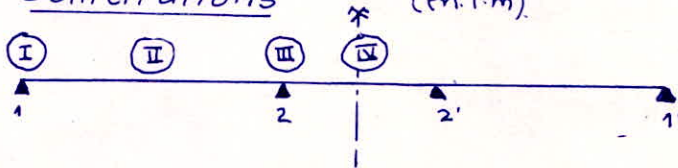


## ETUDE DES POUTRES

### A. Poutres du portique transversal du Bâtiment A'

- les moments flechissants les plus defavorables sont determinés lors de la superposition des charges et surcharges verticales et horizontales
- le calcul sera établi de la maniere suivante  
 en travée : calcul avec le moment le plus defavorable  
 en appui : il existe deux moments : un moment superieur negatif et un moment inferieur positif. pour être securitaire on calcule les sections d'armatures avec le moment superieur et inferieur separement

#### 1. Valeurs des Moments defavorables sous differentes sollicitations (en t.m)



Section \ Solli. Niv	I		II		III g		III d	
	1 <sup>er</sup> g	2 <sup>e</sup> genre	1 <sup>er</sup> g	2 <sup>e</sup> g	1 <sup>er</sup> g	2 <sup>e</sup> g	1 <sup>er</sup> g	2 <sup>e</sup> g
IV	-2,48 -	-6,93 +2,43	+5,6	7,5	-3,06	-3,79 -	-2,30 -	-4,36 -
III	-4,20 -	-14,17 +7,12	+8	11,7	-4,48	-6 -	-2,78 -	-7,33 +2,78
II	-4,26 -	-19,25 +12,43	+8,2	11,9	-4,50	-6,97 -	-2,74 -	-9,78 +5,29
I	-4,67 -	-17,05 +9,44	+8	11,8	-4,67	-6,56 -	-2,29 -	-7,88 +4,12

Remarques 1. moment dans la section (IV) negatif est inferieur à  $M_{III}$ . il n'est pas pris en consideration dans les calculs des sections d'aciers.

2. pour que le moment flechissant due aux sollicitations du 2<sup>e</sup> genre soit plus defavorable que le moment due aux sollicitations du 1<sup>er</sup> genre il faut que  $M(2^e \text{ genre}) > 1,5 M(1^e \text{ genre})$



## 2. Determination des Aciers Longitudinaux.

J'ai utilisé la méthode de Charon pour la détermination des sections d'aciers.  
Je détaillerai ci après le calcul d'une section et les autres résultats seront donnés dans un tableau.

### Niveau II.

#### section I

$$M_s = -19,25 \text{ t.m.}$$

$$M_i = +12,43 \text{ t.m.}$$

section 25x45 enrobage (3 cm)

$$\text{hauteur utile} = 42 \text{ cm} = h$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$M_s = -19,25 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{19,25 \cdot 10^5 \cdot 15}{4200 \cdot 25 \cdot 42^2} = 0,1559$$

$$\text{tableau} \rightarrow k = 18,4 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{18,4} = 228 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

nécessité des armatures comprimées

$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{4200}{205,5} = 20,44 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_1, \epsilon_1, \alpha_1$$

$$\mu_1 = 0,1338$$

$$\alpha_1 = 0,4237$$

$$\epsilon_1 =$$

$$M_1 = \frac{\mu_1 \cdot \bar{\sigma}_a b h^2}{n} = \frac{0,1338 \cdot 4200 \cdot 25 \cdot 42^2}{15}$$

$$M_1 = 16,52 \text{ t.m.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{16,52 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,42} = 10,89 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = M_s - M_1 = 19,25 - 16,52 = 2,73 \text{ t.m.}$$

$$y_1 = \alpha_1 h = 0,4237 \cdot 42 = 17,8 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{y_1 - d'}{h - y_1} \cdot \bar{\sigma}_a = \frac{17,8 - 3}{42 - 17,8} \cdot 4200 = 2568,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a \cdot (h - d')} = \frac{2,73 \cdot 10^5}{2568,6 \cdot (42 - 3)} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = \frac{2,73 \cdot 10^5}{4200 (42 - 3)} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 + A_2 = 12,55 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 2,72 \text{ cm}^2$$



$M_i = +12,43 \text{ t.m.}$

$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{12,43 \cdot 10^5 \cdot 15}{4200 \cdot 25 \cdot 42^2} = 0,1007$

tableau.  $k = 24,6$   $\epsilon = 0,8737$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{24,6} = 170,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

necessite pas des aciers comprimeés

$A_i = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon R} = \frac{12,43 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8737 \cdot 42} = 8,08 \text{ cm}^2$

.. Puisque.  $A_i > A'_s$  je suis securitaire. en prenant

$A_s = 12,55 \text{ cm}^2$ $A_i = 8,08 \text{ cm}^2$
---

.. sections d'aciers

section \ Niv	I		II		III	
	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adopt.	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adopt
IV	$A_s = 4,37$ $A_i =$	3T14 3T16	$A_s = 0$ $A_i = 5,32$	- 3T16	$A_s = 2,84$ $A_i = 0$	3T12 -
III	$A_s = 9,26$ $A_i = 4,50$	3T20 2T20+1T14	$A_s = 0$ $A_i = 7,77$	- 2T20+1T14	$A_s = 4,62$ $A_i = 1,70$	3T14 -
II	$A_s = 12,55$ $A_i = 8,08$	4T20 2T20+2T16	$A_s = 0$ $A_i = 7,98$	- 2T20+2T16	$A_s = 6,30$ $A_i = 3,29$	2T20+2T16 2T20+2T16
I	$A_s = 11,21$ $A_i = 6,02$	4T20 4T16	$A_s = 0$ $A_i = 7,72$	- 4T16	$A_s = 4,99$ $A_i = 2,55$	4T16 4T16



### 3. étude de l'effort Tranchant.

je prendrai pour  $T$ , la plus grande valeur absolue au niveau de chaque appui, je calculerai la contrainte de cisaillement.  $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z}$

sur un appui, la section A des armatures inférieure doit satisfaire à l'inégalité.

$$(1) A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } M = \text{moment dans la section d'appui pris avec son signe}$$

si  $T + \frac{M}{z} < 0$ , l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction, aucune vérification d'ancrage n'est à faire

si  $T + \frac{M}{z} > 0$ , l'armature sera soumise à cet effort de traction et A doit satisfaire à l'inégalité (1) et un ancrage au delà de l'appui devra être assuré pour équilibrer  $T + \frac{M}{z}$ .

### Espacement des armatures Transversales

les armatures transversales seront constituées par des cadres  $\Phi 8$  (FeE22)

calculer. 1.  $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z}$

$$2. \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

3. si  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$  possibilité de mettre des étriers verticaux.

au niveau de l'appui, l'espacement sera donné par.

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_b$$

$$\rho_{at} = m \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right)$$

$$\bar{E} = \max \left[ 0,2h; h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \right] \quad A_t = \text{section d'armatures transversales}$$

prendre.  $t = \min(t_1, \bar{E})$



# Armatures transversales - Portique transversal. Batiment A'

Niv	IV	III	II	I
T (t)	7,98	10,87	10,84	10,74
b (cm)	25	25	25	25
Z (cm)	36,75	36,75	36,75	36,75
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	8,69	11,83	11,80	11,69
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	61,40	77	76,88	79,10
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20,65	19,92	19,93	19,74
$\frac{T+M}{Z}$	< 0	< 0	< 0	< 0
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	2 cadres $\phi 8$ A = 2,01.	2 cadres $\phi 8$ A = 2,01.	2 cadres $\phi 8$ A = 2,01.	2 cadres $\phi 8$ A = 2,01.
$\bar{E}$ (cm)	17,03	11,62	11,66	11,8
$t_{\text{adopté}}$ (cm)	16	11	11	11

## Verifications

### condition de non Fragilite

$$A \geq b_0 h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 25 \cdot 42 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,02 \text{ cm}^2$$

condition largement verifiée.

### conditions aux appuis

$$C = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b} \quad T_{\text{max}} = 10,87 \text{ t} \quad C = \frac{2 \cdot 10,87 \cdot 10^3}{25 \cdot 68,5} = 12,69 \text{ cm}$$

$$C < a = 50 \text{ cm}$$

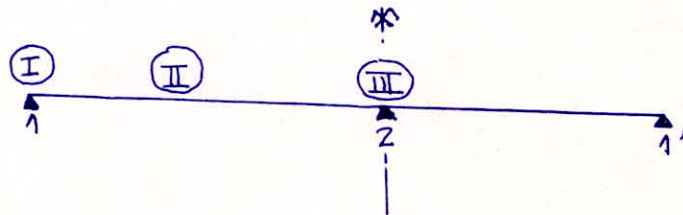
$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} \quad A \geq \frac{10,87 \cdot 10^3}{2800} = 3,88 \text{ cm}^2$$



B. Poutres du Portique transversal du Batiment B'

Même principe de calcul que le Batiment A'

1. Valeurs des Moments (t.m) défavorables sous différentes sollicitations



sections	I		II		III	
	1 <sup>er</sup> Genre	2 <sup>e</sup> G.	1 <sup>e</sup> G	2 <sup>e</sup> G	1 <sup>e</sup> G	2 <sup>e</sup> G
IV	-9,63 -	-19,57 +2,03	- +16,75	- +21,50	-18,07 -	-20,95 -
III	-17,20 -	-38,94 +11,66	- +28,50	- +33,50	-24,09 -	-29,74 -
II	-17,48 -	-48,70 +20,30	- +28	- +40	-24,09 -	-32,61 -
I	-19,78 -	-43,34 +12,16	- +27	- +36	-24,09 -	-30,37 -

2. Determinations des aciers Longitudinaux

- pour la détermination des armatures, j'ai considérée la section de béton suivante.

ht = 60cm.      enrobage. 3cm  
b = 25cm.      → h = 57cm

Méthode de calcul. voir Batiment A'

- les sections d'aciers nécessaires sont données dans un tableau.



Sections d'Aciers

Section \ Niv	I		II		III	
	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	A nec. (cm <sup>2</sup> )	A adoptée
IV	A <sub>s</sub> = 9,25 A <sub>i</sub> = 0,87	4T20 -	A <sub>s</sub> = 0 A <sub>i</sub> = 11,97	- 4T20	A <sub>s</sub> = 13 A <sub>i</sub> = 0	4T20 -
III	A <sub>s</sub> = 18,54 A <sub>i</sub> = 5,83	6T20 2T20	A <sub>s</sub> = 8,42 A <sub>i</sub> = 18,41	4T16 6T20	A <sub>s</sub> = 16,46 A <sub>i</sub> = 3,89	4T20 + 2T16 2T20
II	A <sub>s</sub> = 22,85 A <sub>i</sub> = 12,51	7T20 4T20	A <sub>s</sub> = 7,91 A <sub>i</sub> = 18,19	4T16 6T20	A <sub>s</sub> = 16,46 A <sub>i</sub> = 3,89	4T20 + 2T16 2T20
I	A <sub>s</sub> = 20,48 A <sub>i</sub> = 8,84	7T20 4T20	A <sub>s</sub> = 7,40 A <sub>i</sub> = 18	4T16 6T20	A <sub>s</sub> = 16,46 A <sub>i</sub> = 3,89	4T20 + 2T16 2T20

3. Armatures Transversales

- les efforts tranchants pour ce bâtiment sont très importants. la contrainte de cisaillement ( $\tau_b$ ) est supérieure à la contrainte admissible de cisaillement. on doit relever des barres au niveau de l'appui.

- écartement des barres Relevées:

en général les barres inclinées ne sont pas utilisées seules, mais conjuguées avec des cadres verticaux.

- les barres sont relevées à 45°. l'espacement entre les barres doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$t_i \leq Z$$

$$t_i = \frac{h}{3} \left( 5 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

- effort tranchant repris par les barres relevées

$$T_\alpha = A_i \bar{\sigma}_{at} \cos \alpha$$

$$\alpha = 45^\circ$$

A<sub>i</sub> = section des barres relevées.

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$$

$$T_\alpha = \frac{A_i \bar{\sigma}_{at}}{\sqrt{2}}$$



• espacement des cadres Verticaux.

- les armatures droites doivent équilibrer un effort tranchant résiduel  $T_r$  avec  $T_r = T - T_a$
- cet effort tranchant résiduel doit être au minimum égal à  $\frac{I}{2}$ .
- L'écartement  $t$  des armatures droites associées doit être inférieur à  $\bar{a}$ .

$$\bar{t} = \max \left[ h \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right); 0,2h \right]$$

$$t_r = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot Z}{T_r} \quad \sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

Niv	T (t)	T <sub>a</sub> (t)	T <sub>r</sub> (t)	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	t <sub>i</sub> (cm)	t (cm)
IV	18,95	-	-	14,80	-	8
III	26,17	12,43	13,73	10,99	50	12
II	26,13	12,43	13,69	10,96	50	12
I	25,80	12,43	13,36	10,69	50	12



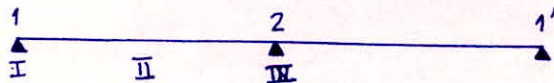
# EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

## 1. Portique transversal du Bâtiment A'



Niv \	$T_{1d}$	$T_{2g}$	$T_{2d}$
IV	7,70	7,98	0,22
III	10,73	10,87	0,57
II	10,72	10,84	0,57
I	10,74	10,74	0,57

## 2. Portique transversal du Bâtiment B'



Niv \	$T_{1d}$	$T_{2g}$
IV	17,75	18,95
III	24,21	26,17
II	24,25	26,13
I	25,19	25,80

toutes les valeurs sont données en t.m.



## ETUDE DES POTEAUX.

Les poteaux sont soumis à un effort normal de compression et un Moment de flexion. Ils sont calculés en flexion composée. Les moments fléchissants ont été déterminés (voir diagramme enveloppe des moments) ainsi que les efforts normaux qui sont donnés dans des tableaux.

### I Determination des Aciers Longitudinaux

Méthode de calcul.

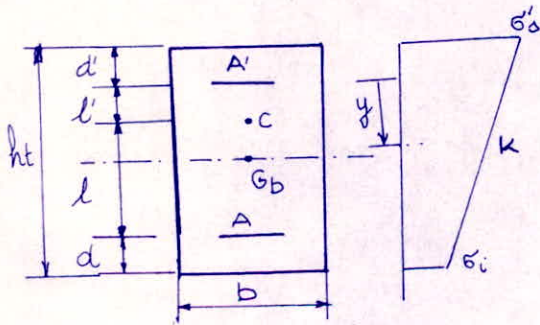
- on calcule d'abord l'excentricité

si  $e_0 = \frac{M}{N} \leq e_1 = \frac{ht}{6}$  section entièrement comprimée.

si  $e_0 > e_1 = \frac{ht}{6}$  section partiellement comprimée

- a) section entièrement comprimée

soit la section rectangulaire suivante



Notation

$\sigma'_s$  = contrainte à la fibre supérieure

$\sigma'_i$  = " " inférieure

C = Centre de pression

k = pente du diagramme.

$G_b$  = Centre de Gravité du béton seul.

$S_{A'}$  = moment statique / aux Aciers tendus

$I_{A'}$  = moment d'inertie / A'

$N'b$  = effort repris par le béton.

$N'A'$  = effort repris par les aciers A'

$\sigma'_{A'}$  = contrainte des Aciers A'

n = coefficient d'équivalence.

- méthode.

- négliger les aciers inférieurs et calculer les aciers supérieurs (A') en appliquant le Théorème d'équivalence.

on fixe  $\sigma'_s = \bar{\sigma}'_b$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b + k(y - d')$$

(en pt. quelconque)

$$M/A' = -Nl' = \iint m \sigma'_b \cdot y \, dw = (\bar{\sigma}'_b - kd') S_{A'} + k I_{A'}$$

$$\rightarrow k = - \frac{Nl' + S_{A'} \bar{\sigma}'_b}{I_{A'} - S_{A'} d'}$$

$$N'A' = N - N'b \quad ; \quad N'b = \iint \sigma'_b \, dw = B_b (\bar{\sigma}'_b - kd') + k S_{A'}$$

$B_b$ : section de béton.



$$\bar{\sigma}'_b - k d' = \frac{\bar{\sigma}'_{A'}}{n} \rightarrow N'_b = B b \frac{\bar{\sigma}'_{A'}}{n} + k S A'$$

d'où 
$$A' = \frac{N'_b}{\bar{\sigma}'_{A'}}$$

b) section partiellement comprimée - 1. section rectangulaire

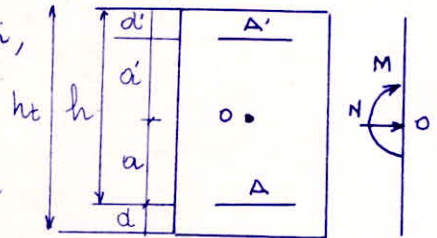
on applique la méthode de charon de détermination des sections d'aciers au moyen d'abaques.

les poteaux seront armés symétriquement  $A = A'$

- Exposé de la méthode

$M_a^b$  : moment des forces extérieures, situées à gauche de la section, par rapport aux armatures tendues

$M_a^c$  : moment des mêmes forces extérieures par rapport aux armatures comprimées



$M_a^b = M + N a$  pour notre cas  $A = A' \rightarrow a = d'$   
 $M_a^c = M - N a'$

avec  $N$  positif s'il s'agit d'une compression  
 $N$  négatif s'il s'agit d'une traction

$\mu =$  Posons  $d = \delta h$  ;  $\mu_1 = \frac{M_a^b \cdot n}{\bar{\sigma}'_a b h^2}$  ;  $\mu_2 = \frac{M_a^c \cdot n}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$

à l'aide d'abaque on lit  $\left. \begin{matrix} b \\ w = w' \end{matrix} \right\}$

si  $k > k_0$  avec  $k_0 = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b}$

$$A = \frac{\bar{w} b h}{100} = A'$$

si  $k < k_0$  on calcule  $\mu'_1 = \frac{M_a^b}{\bar{\sigma}'_b \cdot b h^2}$  ;  $\mu'_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$

lit  $k$  ,  $\bar{w} = \frac{A'}{b h}$   
 d'où  $A = \frac{\bar{w} b h}{100} = A'$

- évaluation de la contrainte admissible dans le béton.

pour une section rectangulaire  

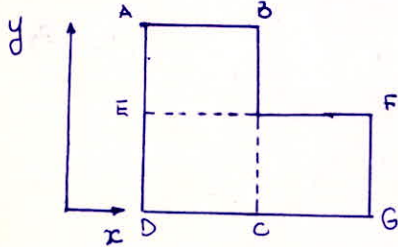
$$\bar{\sigma}'_b = \left[ 1 + \frac{2e_0}{ht} \right] \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{ht}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{ht}{2}$$



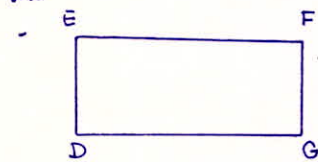
2. cas des sections en L

le calcul des sections en L en flexion composée étant très compliqué et long, je ~~le~~ décompose la section en deux sections rectangulaires

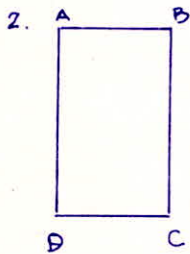


section en L soumise à un effort Normal N et à deux moments de flexions dans les directions x et y ( $M_x$  et  $M_y$ )

je fais les approximations suivantes



section EFGD, soumise à l'effort normal N et au Moment de flexion  $M_x$  ( $N, M_x$ )



section ABCD, soumise à N et  $M_y$

le calcul des sections d'acier sera fait de la même manière que précédemment.

c. Sections soumises à la compression simple.

$$A'l \geq \frac{1}{\eta} \left[ \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B' \right]$$

avec.  $N'$  = effort de compression

$B'$  = section du Béton comprimé

$\bar{\sigma}'_{b_0}$  = contrainte de compression simple

$A'l$  = section d'aciers Longitudinaux.

- pourcentage minimal.

$$\frac{A}{B} = \bar{w}' \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \quad \text{avec}$$

$\theta_1$  : dépend de la position du poteau

- angle  $\theta_1 = 1,8$

- Rive  $\theta_1 = 1,4$

- quelconque  $\theta_1 = 1$



$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a-2c}$$

$l_c$  = longueur de Flambement

$a$  = plus petite dimension transversale de la section

$c$  = enrobage

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

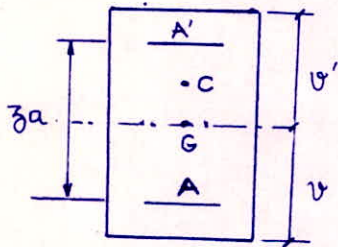
$\sigma_{en}$  = contrainte minimale des aciers Longitudinaux.

$\sigma'_{im}$  = contrainte moyenne de compression

$$\sigma'_{im} = \frac{N'}{B'}$$

## II Verifications des contraintes

### 1. section entierement comprimée. ( $A = A'$ )



$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot y'}{I}$$

$$B = B_b + 2nA$$

$$\sigma'_i = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot y}{I}$$

$$I = I_b + 2nA z_a^2$$

Comparer.  $\sigma'_s \bar{a} \leq \bar{\sigma}'_b$   
 $\sigma'_i \leq \bar{\sigma}'_b$

### 2. Section partiellement comprimée

methode utilisée: methode exposee dans l'aide memoire de Beton Armé.

Connaissant  $A$  et  $A'$  ( $A = A'$ )

calculer.  $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h_t} = \bar{\omega}'$

$$k_e = \frac{M}{b \cdot h_t^2}$$

Tableau. On lit  $k_b$  et  $k$

Resultats  $\sigma'_b = \frac{1}{k_b} \cdot \frac{M}{b h_t^2}$   $\sigma_a = k \cdot \sigma'_b$



Remarque: les efforts développés dans les poteaux centraux (25x40) du Bâtiment B' sont très importants ce qui nécessite un pourcentage d'acier supérieur au pourcentage maximal qui est de l'ordre de 3%.

pour respecter ce pourcentage j'ai adopté des poteaux à section variable a

### III Armatures Transversales

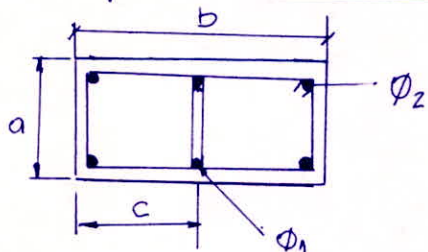
Ces armatures sont destinées à :

- s'opposer au gonflement du béton et au flambement des armatures
- positionner les armatures longitudinales
- reprendre l'effort tranchant dans les poteaux.

#### Recommandations des Regles PS 69

- Dans les poteaux, de part et d'autre du nœud, sur une longueur égale au  $\frac{1}{6}$  de la hauteur libre du poteau l'espacement maximal des armatures transversales doit être réduit au  $\frac{4}{5}$  de l'espacement normalement admis
- La longueur de recouvrement des aciers longitudinaux est égale à 50 fois le diamètre dans le cas des barres à haute adhérence.

#### espacement des Armatures transversales



$\phi_1 \leq \phi_2$
$c \leq a$

1. l'écartement entre 2 cours consécutifs doit être inférieur à 15 fois le plus petit diamètre

$$t_2 \leq 15 \phi_2$$



2.  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t \cdot Z}{T}$   $t = \text{espacement resistant}$

$$\bar{t} = \max \left[ h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right), 0,2h \right]$$

- prendre

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} 15\phi_2 \\ t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t \cdot Z}{T} \\ \bar{t} = \max \left[ 0,2h, h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] \end{array} \right.$$

- les armatures transversales sont constituées par des cadres  $\phi 6$  de Nuance FeE22.



Armatures transversales . Portique transversal . Batiment A'

Niv		T (t)	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	t <sub>min</sub>	t <sub>nœud</sub> (cm)	t <sub>en travée</sub> (cm)
IV	Pot 1	1,85	1,63	1,13	18	10	15
	Pot 2	1,27	1,39	1,13	18	10	15
III	1	3,66	3,22	1,13	18	10	15
	2	2,34	2,56	1,13	18	10	15
II	1	5,32	4,68	1,13	18	10	15
	2	3,35	3,67	1,13	18	10	15
I	1	3,78	3,32	1,13	18	10	15
	2	2,42	2,65	1,13	18	10	15

Armatures transversales . Portique transversal . Batiment B'

Niv		T (t)	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	t <sub>min</sub>	t <sub>nœud</sub>	t
IV	Pot 1	4,51	4,53	1,13	18	10	15
	Pot 2	2,88	3,61	1,13	18	10	15
III	1	8,15	8,19	1,13	18	10	15
	2	5,22	6,54	1,13	18	10	15
II	1	10,44	10,49	1,13	18	10	15
	2	6,68	8,37	1,13	21	10	20
I	1	5,82	5,12	1,13	18	10	15
	2	3,72	4,66	1,13	30	10	20



## Efforts normaux dans les poteaux

### 1. Portique transversal du Bâtiment A'

		G + 1,2P		G + P/5 + S <sub>I<sub>H</sub></sub>		G + P + S <sub>I<sub>H</sub></sub>	
Pot Niv		1	2	1	2	1	2
	IV		7,70	11,47	8,18	11,33	8,81
III		18,43	27,12	18,61	25,06	21,82	30,33
II		29,17	42,76	30,59	40,44	36,38	49,72
I		39,97	58,34	41,66	54,82	50,14	68,00

### 2. Portique transversal du Bâtiment B'

		G + 1,2P		G + P/5 + S <sub>I<sub>H</sub></sub>		G + P + S <sub>I<sub>H</sub></sub>	
Pot Niv		1	2	1	2	1	2
	IV		16,55	37,88	16,40	33,09	18,08
III		40,76	90,21	36,28	65,46	44,86	85,53
II		63,89	140,38	98,67	72,46	72,46	130,50
I		86,23	185,07	131,12	95,89	95,89	173,67



Détermination des Sections d'aciers  
Portique transversal du Batiment B'

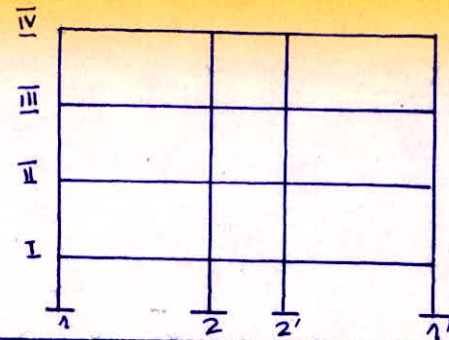
Rang Bat.	IV		III		II		I	
	1	2	1	2	1	2*	1	2*
$b$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
$h_t$ (cm)	50	40	50	40	50	40	50	40
$\delta$	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$h$ (cm)	45,5	36,5	45,5	36,5	45,5	36,5	45,5	36,5
$N$ (t)	18,08	36,94	44,86	85,53	72,46	130,5	95,89	137,67
$M$ (tm)	19,77	6,66	25,84	11,12	28,47	13,02	21,42	7,92
$Q_0$ (cm)	1,09	0,18	0,58	0,13	0,39	0,10	0,22	0,05
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	195	205,5	169,5	205,5	154	139	128,5
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
$\mu_1$	0,162	/	/	/	/	/	/	/
$\mu_2$	0,111	/	/	/	/	/	/	/
$\mu_1'$	/	0,169	0,329	0,447	0,407		0,411	
$\mu_2'$	/	0,009	0,053	0,156	0,128		0,018	
$K$	23,2	19,3	15,3	24	14		6,2	
$\bar{\sigma}_a'$		2256	2460	22476	2487		2486	
$\bar{\sigma}_a$	4200	3763,5	3144	406,8	2877		1197	
$\bar{\sigma}_b'$	181,03	195	205,5	169,5	205,5		193	
$\bar{\omega}$	0,87	0,11	1,23	1,17	1,55		1,20	
$A$ (cm <sup>2</sup> )	9,90	1	13,99	10,68	17,63	23,76	13,65	26,38

\* : section entièrement comprimée



# Détermination des sections d'acier

Portique transversal. du Bâtiment. A'



Niveaux	Poteaux	b	ht	$\delta$	h	N	M	$e_0$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu'_1$	$\mu'_2$	$\bar{\omega}$	K	A	
		(cm)	cm		cm	t	t.m	cm	$\text{kg/cm}^2$	$\text{kg/cm}^2$							$\text{cm}^2$	
I	1	25	50	0,1	45,5	50,14	12,30	25	205,5	4200	-	-	0,211	-0,041	0,04			0,46
	2	25	40	0,1	36,5	68	7,46	11	160	4200	-	-	0,34	-0,11	0,14			1,28
II	2	25	40	0,1	36,5	49,72	7,47	15	180	4200	-	-	0,26	-0,01	0,19			1,73
	1	25	50	0,1	45,5	36,38	12,37	34	205,5	4200	0,037	0,034	-	-	0,30			3,41
III	1	25	50	0,1	45,5	21,82	9,87	45	205,5	4200	0,099	0,037	-	-	0,28			3,19
	2	25	40	0,1	36,5	30,33	5,81	19	201	4200	0,12	0,01	-	-	0,1			1
IV	1	25	50	0,1	45,5	8,81	6,93	79	205,5	4200	0,060	0,035	-	-	0,26			2,96
	2	25	40	0,1	36,5	12,59	3,67	29	205,5	4200	0,062	0,02	-	-	0,15			1,37



Détermination des sections  
d'acier suivant x.

(Poteaux en L du Batiment A')

Niveaux	IV				III				II				I			
	Poteaux	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D
$N_1$ t	18,93	12,49 (2)	8,68 (2)	9,24	42,42	27,44 (2)	19,42 (2)	21,55	65,91	42,39 (2)	30,16 (2)	33,85	82,10 (1)	57,34 (2)	40,90 (2)	46,15
$M_1$ tm	8,02	0 2	0	5,17	11	0	0	6,94	11	0	0	6,94	11	0	0	6,94
$e_0$ m	0,42	-	-	0,56	0,26	-	-	0,32	0,17	-	-	0,21	0,11	-	-	0,15
$h_t$ cm	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
$b$ cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
$\bar{\sigma}_b'$	137	-	-	137	137	-	-	137	114	-	-	126	99,15	105,26	-	109,7
$\bar{\sigma}_0$	2800	-	-	2800	2800	-	-	2800	2800	-	-	2800	2800	-	-	2800
$\mu_1$	0,12	-	-	0,07	-	-	-	0,11	-	-	-	-	-	-	-	-
$\mu_2$	0,04	-	-	0,03	-	-	-	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-
$\mu_1'$	-	-	-	-	0,27	-	-	-	0,41	-	-	0,21	0,49	-	-	0,28
$\mu_2'$	-	-	-	-	0,03	-	-	-	-0,05	-	-	-0,002	-0,1	-	-	-0,05
$k$	24,8	-	-	34	13	-	-	24,8	3	-	-	18	-	-	-	5,5
$\bar{\omega}$	0,35	-	-	0,22	0,42	-	-	0,17	0,19	-	-	0,05	-	-	-	0,03
$A$ cm <sup>2</sup>	4,07	1,87	1,67	2,55	4,88	4,12	3,75	1,98	10,46	636	5,82	0,5	16,86	8,60	7,89	0,35

- (1) : section entièrement comprimée  
(2) : section soumise à la compression simple.



Verification des contraintes

Portique transversal du Batiment A'

Niv	Pot.	Genre	N (t)	M (t.m)	ht (cm)	b (cm)	$\bar{\sigma}_b$	$K_a$	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{w}$	$K_b$	K	$\sigma_b'$	$\sigma_a$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_g$
IV	1	1 <sup>a</sup>	7,70	2,48	50	25	137	1,55	4,26	0,34	0,11	21	36	756	/	/	/
		2 <sup>a</sup>	8,81	6,93	50	25	205,5	1,27	4,26	0,34	0,11	21	100,8	216,8	/	/	/
	2	*1 <sup>a</sup>	11,47	6,76	40	25	91,2	/	4,26	/	/	/	/	/	0,9	19,43	/
		2 <sup>a</sup>	12,59	3,67	40	25	205,5	3,43	4,26	0,43	0,12	2,55	76,5	195	/	/	/
III	1	1 <sup>a</sup>	18,43	2,28	50	25	102,4	4,04	4,26	0,34	0,11	1,72	33,1	57,04	/	/	/
		2 <sup>a</sup>	21,82	9,87	50	25	205,5	1,11	4,26	0,34	0,11	21	143,5	287,12	/	/	/
	2	*1 <sup>a</sup>	27,12	0,90	40	25	80	/	4,26	0,43	/	/	/	/	13	35	/
		2 <sup>a</sup>	30,33	5,81	40	25	201	2,61	4,26	0,43	0,13	7,5	111,7	838	/	/	/
II	1	*1 <sup>a</sup>	29,17	2,13	50	25	88,5	/	4,26	0,34	/	/	/	/	4,98	37,37	/
		2 <sup>a</sup>	36,38	12,37	50	25	205,5	1,47	4,26	0,34	0,12	16	165	2640	/	/	/
	2	*1 <sup>a</sup>	42,76	0,88	40	25	74,2	/	4,26	/	/	/	/	/	27,2	48,63	/
		2 <sup>a</sup>	49,72	7,44	40	25	180	2,66	4,26	0,43	0,12	8	156	1245	/	/	/
I	1	*1 <sup>a</sup>	39,97	3,25	50	25	90,8	/	4,26	/	/	/	/	/	4,53	53,73	/
		2 <sup>a</sup>	50,14	12,30	50	25	205,5	2,00	4,26	0,34	0,11	13	179	2326	/	/	/
	2	*1 <sup>a</sup>	58,34	1,66	40	25	76,3	/	4,26	/	/	/	/	/	31,5	71,95	/
		2 <sup>a</sup>	68	7,46	40	25	160	3,65	4,26	0,43	0,11	3	155,5	466	/	/	/







Verification des Contraintes. Portique transversal. B<sup>0</sup>B'

(\*) : section entièrement comprimée  
 (+) : section soumise à la compression simple.

Niveaux	Poutres	Sollic.	N t	M tm	e <sub>0</sub> cm	h <sub>t</sub> cm	b cm	$\bar{\sigma}_b'$ Kg/cm <sup>2</sup>	A=A' cm <sup>2</sup>	$\bar{\omega}$	K <sub>e</sub>	K <sub>b</sub>	K	$\sigma_b'$	$\sigma_a$	$\sigma_c$	$\sigma_s$
IV	P <sub>1</sub>	1 <sup>er</sup>	16,55	9,63	58	50	25	13f	4T16	0,65	0,86	0,15	19	102,72	1952	—	—
		2 <sup>e</sup>	18,08	19,77	109	50	25	205,5	4T16	0,65	0,46	0,18	22	175,73	3866	—	—
	P <sub>2</sub>	1 <sup>er</sup>	(*) 37,88	0	—	45	25	68,5	4T12 (2T10)	—	—	—	—	31,52	—	—	—
		2 <sup>e</sup>	39,64	6,66	18	45	25	184,95	4T12	0,45	2,50	0,14	9,19	93,97	863,57	—	—
III	P <sub>1</sub>	1 <sup>er</sup>	40,76	9,17	30	50	25	128,78	4T20	1,00	2,22	0,18	6,23	81,5	507,81	—	—
		2 <sup>e</sup>	44,86	25,84	52	50	25	205,5	4T20	1,00	0,87	0,21	15,6	196,88	3071,27	—	—
	P <sub>2</sub>	1 <sup>er</sup>	(*) 90,21	0	—	45	25	68,5	2T20 + 2T25	—	—	—	—	66,02	—	—	—
		2 <sup>e</sup>	85,53	11,2	13	45	25	162,16	2T20 + 2T25	1,43	3,44	0,17	0,8	130,74	104,7	—	—
II	P <sub>1</sub>	1 <sup>er</sup>	63,89	8,74	14	50	25	106	4T25	1,57	3,66	0,18	0,76	77,69	59,04	—	—
		2 <sup>e</sup>	72,46	28,47	39	50	25	205,5	4T25	1,57	1,27	0,223	10	204,5	2045	—	—
	P <sub>2</sub>	1 <sup>er</sup>	(*) 140,3	0	—	50	30	68,5	4T20 4T25 4T14	—	—	—	—	66,61	—	—	—
		2 <sup>e</sup>	(+) 130,5	13,02	10	50	30	143,9	2T20 + 2T25	—	—	—	—	—	—	1,44	130,27
I	P <sub>1</sub>	1 <sup>er</sup>	86,23	14	16	50	25	113	4T25	1,57	3,00	0,2	1,9	112	—	—	—
		2 <sup>e</sup>	35,89	21,42	22	50	25	193	4T25	1,57	2,24	0,2	5,12	171,4	877,1	—	—
	P <sub>2</sub>	1 <sup>er</sup>	(*) 185	0	—	65	30	68,5	8T25 4T20	—	—	—	—	66,84	—	—	—
		2 <sup>e</sup>	(+) 173,67	7,92	5	65	30	128,5	4T25	—	—	—	—	—	—	44,96	32,13



Vérifications suivant x:  
(Poteaux en L. du Batiment A')

Niveaux	IV				III				II				I				
	Poteaux	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C
N <sub>1</sub>	18,93	/	/	9,24	42,42	/	/	21,55	65,91	/	/	33,85	82,1	/	/	46,11	
M <sub>1</sub>	8,02	/	/	5,17	11	/	/	6,94	11	/	/	6,94	11	/	/	6,34	
e <sub>0</sub>	0,42	/	/	0,56	0,26	/	/	0,32	0,17	/	/	0,21	0,11	/	/	0,15	
h <sub>t</sub>	50	/	/	50	50	/	/	50	50	/	/	50	50	/	/	50	
b	25	/	/	25	25	/	/	25	25	/	/	25	25	/	/	25	
$\bar{\sigma}_b'$	137	/	/	137	137	/	/	137	114	/	/	126	105,2	/	/	109,7	
$\bar{\sigma}_a$	2800	/	/	2800	2800	/	/	2800	2800	/	/	2800	2666	/	/	2800	
A	4T12	/	/	4T12	4T12	/	/	4T12	4T20	/	/	4T12	4T25	/	/	4T12	
$\bar{\omega}$	0,36	/	/	0,36	0,5	/	/	0,36	1,00	/	/	0,34	1,57	/	/	0,36	
k <sub>e</sub>	1,18	/	/	0,89	1,93	/	/	1,55	3,00	/	/	2,44	3,50	/	/	3,32	
k <sub>b</sub>	0,12	/	/	0,13	0,13	/	/	0,12	0,16	/	/	0,12	0,18	/	/	0,11	
k	20	/	/	25	12	/	/	17	304	/	/	8	0,76	/	/	109,5	
$\sigma_b'$	106,93	/	/	63,63	135,38	/	/	92,53	170	/	/	92,53	97,78	/	/	5	
$\sigma_a$	2138,6	/	/	1590	1624,62	/	/	157,3	330	/	/	740	74,31	/	/	504,73	
K'	10,8	/	/	10,5	12	/	/	11,4	13	/	/	12,4	13,2	/	/	12,5	
$\sigma_a'$	1154	/	/	668,12	1624,62	/	/	1054,84	1430	/	/	1147,4	1290	/	/	1261,88	



- Vérifications suivant y -  
(Poteaux en L du Batiment A')

Niveaux Poteaux	IV				III				II				I			
	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C	5-C	5-D	6-D	6-C
$N_2$	19,95	12,88	8,47	13,02	48,22	30	23,23	31,19	78,74	48,77	39,54	46,8	110,73	66,33	54,99	61,89
$M_2$	3,67	6,93	3,47	1,84	5,81	9,87	4,94	3,00	7,47	12,37	6,19	3,5	7,46	12,3	6,15	3,73
$e_0$	0,18	0,54	0,41	0,14	0,12	0,33	0,21	0,19	0,10	0,25	0,16	0,07	0,06	0,18	0,11	0,06
$h_e$	40	50	50	40	40	50	50	40	40	50	50	40	40	50	50	40
$b$	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
$\bar{\sigma}_b'$	187,26	205,5	205,5	174,68	164,65	205,5	189	152	152	205,5	167	138,7	137,17	178,62	148,7	133,5
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
A	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T16	4T12	4T12	4T12	2T20 + 2T25	4T12	4T12	4T12
$\bar{\omega}$	0,45	0,36	0,36	0,45	0,45	0,36	0,36	0,45	0,8	0,36	0,36	/	/	0,36	0,36	/
$K_e$	3,17	0,93	1,22	2,83	3,32	1,52	2,85	4,00	4,18	1,97	3,19	/	/	2,7	4,47	/
$K_b$	0,12	0,12	0,12	0,13	0,12	0,12	0,12	0,11	0,13	0,11	0,12	/	/	0,12	0,11	/
K	11,5	25	20	6	2,55	18	8	1,2	0,4	12	5	/	/	8	0,38	/
$\sigma_b'$	76,46	92,5	53,49	42,5	145,37	152	65,87	81,88	143,65	180	95,43	/	/	164	98,40	/
$\bar{\sigma}_a$	879,27	2310	1070	255	370,69	2736	527	98,3	57,46	2159	477	/	/	1312	37,39	/
$\sigma_c$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	82,33	131,04	/	/	98,32
$\sigma_s$	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,09	18,32	/	/	10,68



F O N D A T I O N S



## ETUDE DES FONDATIONS

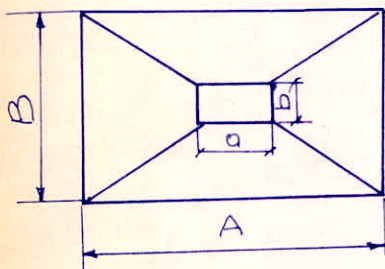
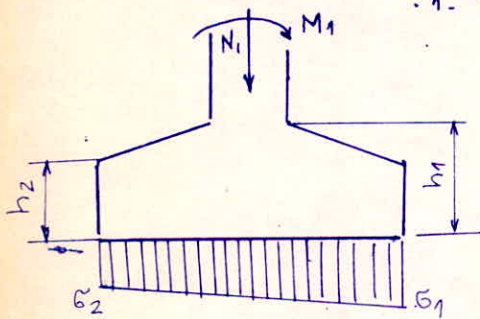
les fondations pour ces bâtiments seront superficielles  
 la contrainte admissible du sol est égale à  $2 \text{ kg/cm}^2$ .  
 des semelles filantes, en gros béton sous mur, sont  
 prévues tout autour des bâtiments afin de reprendre  
 les efforts transmis par les ceintures (poutres de chaînage)

la contrainte admissible du sol est majorée de 33% lorsqu'il  
 s'agit des sollicitations du 2<sup>e</sup> genre  
 en général on aura une répartition trapézoïdale des  
 contraintes sous la semelle. on doit vérifier que la  
 contrainte au quart de la semelle ne dépasse pas  
 la contrainte admissible du sol.  $\rightarrow \frac{3G_1 + G_2}{4} \leq G_s$

- trois types de semelles sont à calculer
  - semelles isolées
  - semelles continues sous 2 poteaux (Bâtiment A')
  - semelle au niveau des joints de dilatation

### I CALCUL DES SEMELLES ISOLEES

#### 1. Sens transversal



#### Méthode de calcul.

si  $h_1 \leq \frac{A-a}{4}$  le calcul se fera par  
 la méthode des consoles

si  $h_1 > \frac{A-a}{4}$  le calcul se fera par  
 la méthode des bielles

Méthodes des consoles.  $h_1 \leq \frac{A-a}{4}$

Moment d'encastrement en cc

soit  $R = N + G$  .  $G =$  poids propre de la semelle.

$$e_0 = \frac{M}{R}$$

$$G_1 = \frac{R}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6e_0}{A} \right) \quad \left| \quad \text{si } e_0 < \frac{A}{6} \right.$$

$$G_2 = \frac{R}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6e_0}{A} \right)$$



$$M_{cc} = \frac{B \sigma_1 (A-a)^2}{8} - \frac{B (\sigma_1 - \sigma_2) (A-a)^3}{48 \cdot L}$$

Pour le calcul des armatures on utilise la methode de Charon.

Methode des bielles  $h_1 > \frac{A-a}{4}$

si  $\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_m}{2}$   $\sigma_m = \text{contrainte moyenne} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$

la methode des bielles est applicable en prenant un effort equivalent  $R'$  egal au produit de la surface de la semelle par la contrainte  $\sigma$  telle que

$$\sigma = 3 \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \rightarrow R' = (A \times B) \cdot \sigma$$

la force de traction des aciers est egale a

$$F_t = \frac{R' (A-a)}{8 (h_t - d')} \Rightarrow A = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a} \quad \bar{\sigma}_a = \text{contrainte admissible des aciers}$$

si  $\sigma_1 - \sigma_2 > \frac{\sigma_m}{2}$  calcul se fera avec la methode des console

2 Sens Longitudinal.

dans le cas general  $h_1 > \frac{B-b}{4}$ , le calcul

se fera par la methode des bielles.

la force de traction des aciers est egale.

$$F_t = \frac{R' (B-b)}{8 (h_t - d')} \quad A = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a}$$

dans le cas ou le moment est repris par le mur la force de traction sera egale a

$$F_t = \frac{R (B-b)}{8 (h_t - d')} \quad A = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a}$$

Nota: les semelles de rive et d'angle, etant faiblement chargees auront une section de 120x120 pour le Batiment A' et de 130x130 pour le Batiment B' elles seront feraillees avec un quadrillage de T8 / 20cm.

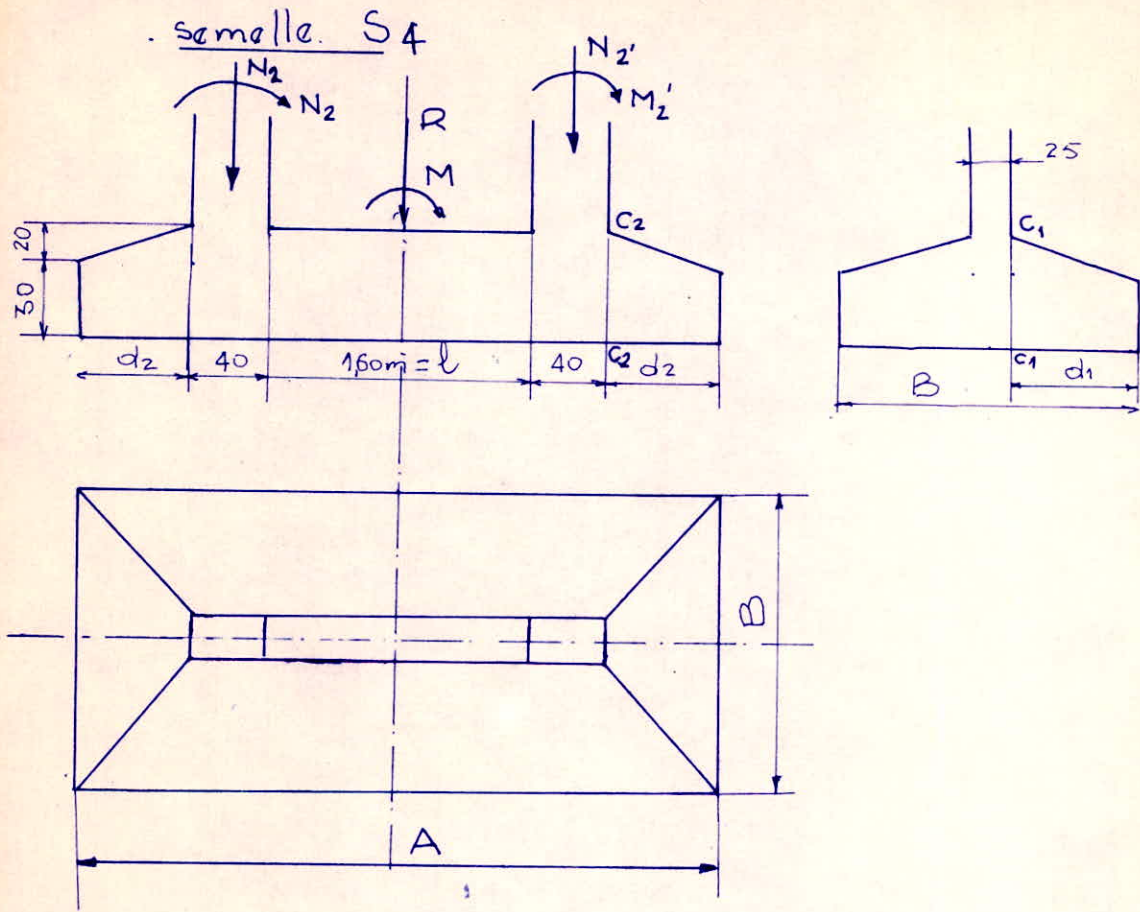


Samelles isolees

samelle solicitat.	Batiment A'				Batiment B'					
	S <sub>3</sub>		S <sub>6</sub>		S' <sub>3</sub>		S' <sub>2</sub>		S' <sub>6</sub>	
	1 <sup>er</sup> G	2 <sup>o</sup> G	1 <sup>er</sup> G	2 <sup>o</sup> G	1 <sup>er</sup> G	2 <sup>o</sup> G	1 <sup>er</sup> G	2 <sup>o</sup> G	1 <sup>er</sup> G	2 <sup>o</sup> G
N (t)	39,97	50,14	57,34		185	173,67	86,23	95,85	43,12	47,93
M (t.m)	3,25	12,30	3,25		0	7,92	14	21,42	7	10,71
e <sub>0</sub> (cm)	33,7	23	5,3		/	4	15	20	15	20
a (cm)	50	50	50		65	65	50	50	50	50
b (cm)	25	25	25		30	30	25	25	25	25
h <sub>2</sub> (cm)	30	30	30		40	40	40	40	40	40
h <sub>1</sub> (cm)	50	50	50		70	70	60	60	60	60
A (cm)	180	180	190		350	350	300	300	200	200
B (cm)	160	160	180		300	300	200	200	150	150
$\frac{A-a}{4}$ (cm)	35	35	35		71,25	71,25	62,5	62,5	37,5	37,5
$\frac{(B-b)}{4}$ (cm)	33,75	33,75	33,75		67,5	67,5	43,75	43,75	25	25
G <sub>1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1,78	3,06	2,10		1,94	1,95	2,06	2,46	2,29	2,82
G <sub>2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1,1	0,48	1,50		1,94	1,70	1,11	1,05	0,89	0,91
$\frac{3G_1+G_2}{4}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1,61	2,41	1,95		1,94	1,89	1,82	2,11	1,94	2,34
R	43,77	-	61,62		203,38	-	95,23	-	47,62	-
R'	49,02	-	66,69		-	-	-	-	58,2	-
F <sub>E</sub> (t) (transversal)	18,25	-	29,27		-	-	-	-	19,14	-
F <sub>E</sub> (t) longi	15,72	-	25,40		102,45	-	36,55	-	15,95	-
M <sub>cc</sub> t.m	-	-	-		88,98	-	30,02	-	-	-
A <sub>T</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,52 9T10	-	10,45 10T12		31,66 26T16	-	20,18 14T14	-	6,83 10T10	-
A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,61 13TB	-	9,07 12T10		36,60 24T14	-	13,05 12T12	-	5,70 10T10	-



## II semelles continues sous 2 poteaux (Batiment A')



sollicitations

1<sup>er</sup> genre.

$$N_2 = N_2'$$

$$M_2 = -M_2'$$

Repartition des contraintes est uniforme.

2<sup>e</sup> genre.

$$N_2 = N_2'$$

$$M_2 = M_2'$$

Repartition trapezoidale des contraintes

Methode de calcul

- calcul des consoles dans les 2 directions
- poutre de rigidité est prévue entre les 2 poteaux.

la poutre de rigidité sera calculée comme une poutre semi-encastree au niveau des poteaux.

le calcul des sections d'aciers se fera au 1<sup>er</sup> genre et on fera une verification des contraintes au 2<sup>e</sup> genre



$$N_2' = N_2 = 58,34t$$

$$R = 2 \times 58,34 = 116,68t$$

$$M_2' = -M_2 = 1,66t.m$$

$$M = 0$$

$$A \times B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} = \frac{116,68}{2} = 58,34$$

en prenant.  $A = 175m$   
 $B = 360m$

$$G = \text{Poids propre de la semelle} = 0,5 \cdot 1,75 \cdot 3,60 \cdot 2500 = 7,87t$$

$$N_T = 116,68 + 7,87 = 124,55t$$

$$\bar{\sigma} = \frac{R_T}{A \times B} = \frac{124,56 \cdot 10^3}{175 \cdot 360} = 1,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$$

Verification au 2<sup>e</sup> genre.

$$N_2' = N_2 = 68t$$

$$R = 136t$$

$$M_2 = +M_2' = 7,46t.m$$

$$M = 14,92t.m$$

$$R_T = 136 + 7,87 = 143,87t$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{R_T}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{A} \right) = 2,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{R_T}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{A} \right) = 1,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 2,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,66 \text{ kg/cm}^2$$

calculs des sections d'aciers  
 - console suivant x

$$M_{c_2-c_2} = \frac{\bar{\sigma} \cdot b \cdot d_2^2}{2} \quad d_2 = \frac{A - 2,40}{2} = \frac{3,60 - 2,40}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \Rightarrow M_{c_2-c_2} = \frac{1,98 \cdot 100 \cdot 60^2}{2} = 35640 \text{ kg.cm/ml}$$

$$\mu = \frac{M \cdot \eta}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{35640 \cdot 15 \cdot 1}{2800 \cdot 100 \cdot 47^2} = 0,0086$$

$$k = 104 \quad \bar{w} = 0,0605 \quad \bar{\sigma}'_b = 26,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{\bar{w} b h^2}{100} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A = 6T8/p.m.$$

- console suivant y

$$M_{c_1-c_1} = \frac{\bar{\sigma} \cdot b \cdot d_1^2}{2} \quad d_1 = \frac{175 - 25}{2} = 75 \text{ cm}$$

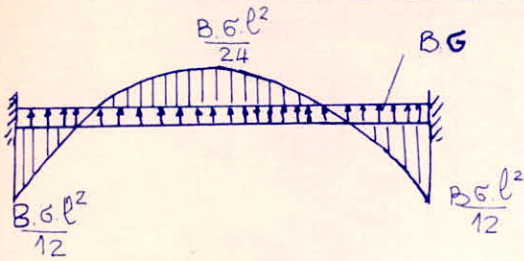
$$b = 100 \text{ cm} \quad M_{c_1-c_1} = \frac{1,98 \cdot 100 \cdot 75^2}{2} = 556875 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = 0,0135 \quad \bar{w} = 0,0953 \quad k = 81,5 \quad \bar{\sigma}'_b = 34,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 4,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A = 6T10/p.m.l$$



calcul de la poutre de Rigidite.



$$M_a = \frac{B.G.l^2}{12} = \frac{145 \cdot 1,98 \cdot 1,60^2}{12} = 7,39 \text{ t.m.}$$

$$M_t = \frac{B.G.l^2}{24} = 3,70 \text{ t.m.}$$

Section. d'aciers. en appui. (  $M = 7,39 \text{ t.m.}$  )

$$\mu = \frac{M \cdot n}{\sigma_a b h^2} = \frac{7,39 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 25 \cdot 47^2} = 0,0717. \quad \bar{w} = 0,538, \quad k = 30,6$$

$$A = 6,32 \text{ cm}^2. \text{ soit } 4 \text{ T16}$$

- en travée.

$$M_t = 3,70. \quad \mu = 0,0359. \quad \bar{w} = 0,261. \quad A = 3,06 \text{ cm}^2.$$

soit  $A = 4 \text{ T10}$

les armatures transversales auront un écartement de 15 cm.

Semelle. S6

même procédé de calcul que la semelle. S4

$$A = 330 \text{ m}$$

$$B = 330 \text{ m.}$$

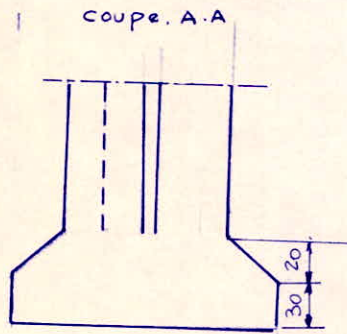
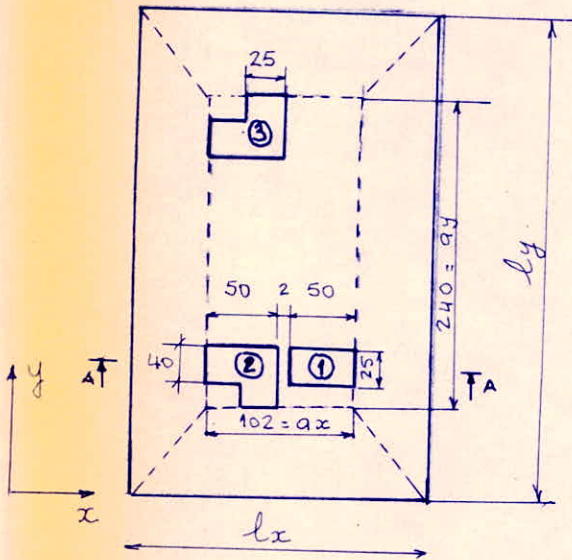
$$A_x = 10 \text{ T14 / pmP}$$

$$A_y = \text{T8 / 20 cm.}$$



### III. Fondations avec Joint de dilatation

#### 1. Fondations avec joint de dilatation du Batiment A' semelle S<sub>J2</sub>



$$N_1 = 52,63t$$

$$M_{x1} = 3,28t.m$$

$$M_{y1} = 0$$

$$N_2 = 46,25t$$

$$M_{x2} = -6,94t.m$$

$$M_{y2} = 0,83t.m$$

$$N_3 = 46,25t$$

$$M_{x3} = -6,94t.m$$

$$M_{y3} = -0,83t.m$$

$R = N_1 + N_2 + N_3 + \text{poids propre de la semelle}$

on calcule separement les contraintes:

$\sigma_1 R$ : contrainte due à l'effort de compression R.

$\sigma_1 M_x$  = contrainte due au Moment Resultant **Suivant x**  
avec  $M_x = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3}$

$\sigma_1 M_y$  = contrainte due au Moment Resultant **Suivant y**  
 $M_y = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3}$

$$\sigma_1 R = \frac{R}{l_x \cdot l_y}$$

$$\sigma_1 M_x = \frac{6 M_x}{l_x^2 \cdot l_y}$$

$$\sigma_1 M_y = \frac{6 M_y}{l_y^2 \cdot l_x}$$

La somme des contraintes  $\sigma_1 R$ ,  $\sigma_1 M_x$  et  $\sigma_1 M_y$  se trouvant à un angle de la semelle doit etre inferieure à la contrainte admissible du sol.

$$(\sigma_1 R + \sigma_1 M_x + \sigma_1 M_y) \leq \bar{\sigma}_s = 2kg/cm^2$$



Application Numerique

soient.  $l_x = 250 \text{ cm}$   
 $l_y = 360 \text{ cm}$

$$G = 2,5 \times 3,6 \times 9,5 \cdot 2500 \approx 9 \text{ tonnes}$$

$$R = N_1 + N_2 + N_3 + G = 52,63 + 46,25 + 46,25 + 9 = 155 \text{ t}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} = 10,60 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0$$

$$\sigma_R = \frac{R}{l_x \cdot l_y} = \frac{155 \cdot 10^3}{250 \cdot 360} = 1,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M_x} = \frac{G \cdot 10,60 \cdot 10^5}{250^2 \cdot 360} = 0,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M_y} = 0$$

$$\sigma_{R+M_x} + \sigma_{M_y} = 1,72 + 0,28 + 0 = 2 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_3$$

Sections d'aciers

suivant x

$$\sigma_1 = 1,72 + 0,28 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,72 - 0,28 = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,86 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad R' = \bar{\sigma} \cdot l_x \cdot l_y = 1,86 \cdot 250 \cdot 360 = 167400$$

$$F_x = \frac{R' (l_x - a_x)}{8 \text{ (ht. d')}} = \frac{167400 (250 - 102)}{8 \cdot 45} = 69750 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{69750}{2800} = 25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_x = 23 \text{ T12}$$

suivant y

$$\sigma_1 = \sigma_{R+M_y} = \sigma_R = 1,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 155 \text{ t} \quad F_y = \frac{R \cdot (l_y - a_y)}{8 \text{ (ht. d')}} = \frac{155 \cdot (360 - 240)}{8 \cdot 45}$$

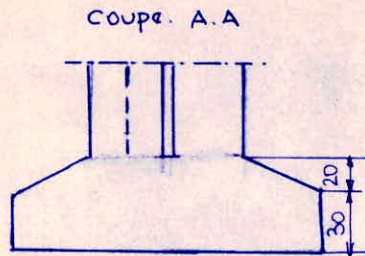
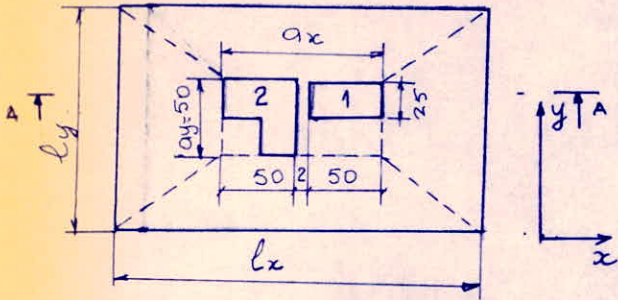
$$F_y = 52000 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{52000}{2800} = 18,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{A_y = 17 \text{ T12}}$$

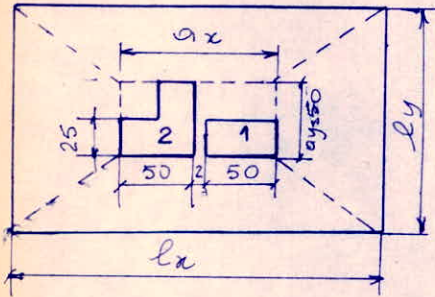


Semelle. SJ1



$N_1 = 60,87t$   
 $M_{x1} = 2,74t.m$   
 $M_{y1} = 0$   
 $N_2 = 40,90t$   
 $M_{x2} = 0$   
 $M_{y2} = 1,65t.m$

Semelle. SJ3



$N_2 = 40,90t$   
 $M_{x2} = 0$   
 $M_{y2} = 1,65t.m$

$N_1 = 20t$   
 $M_{x1} = 0$   
 $M_{y1} = 0$

Tableau. des Valeurs

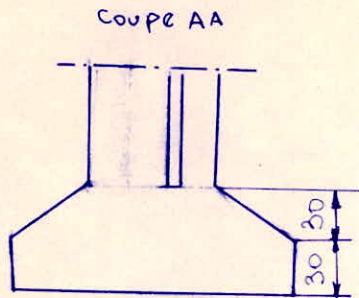
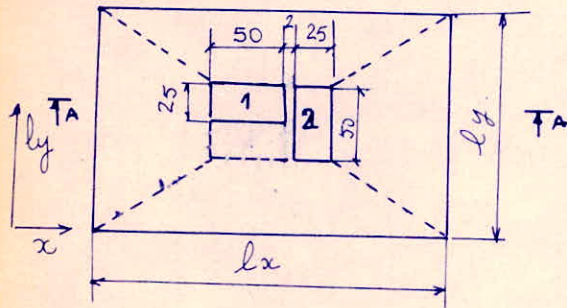
Semelle	lx (cm)	ly (cm)	R (t)	Mx (t.m)	My (t.m)	G <sub>i</sub> R (kg/cm)	G <sub>i</sub> Mx (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>i</sub> My (kg/cm <sup>2</sup> )	ΣG <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>x</sub> t.	F <sub>y</sub> t.	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )
SJ2	250	360	155	10,60	0	1,72	0,28	0	2,0	69,7	52	25 23712	18,57 17712
SJ1	300	200	110	2,74	1,65	1,83	0,09	0,08	2,0	62,5	46,75	22,32 11716	16,70 16712
SJ3	200	180	65	0	1,65	1,81	0	0,15	1,96	<del>18,06</del>	24,51	6,45 9710	8,75 11710



2. Fondations avec joint de dilatation du Batiment B'

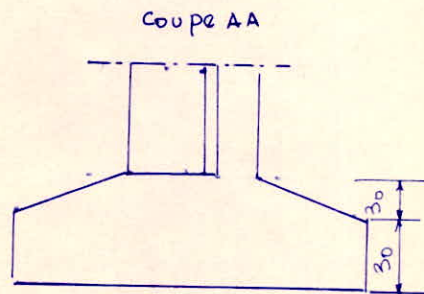
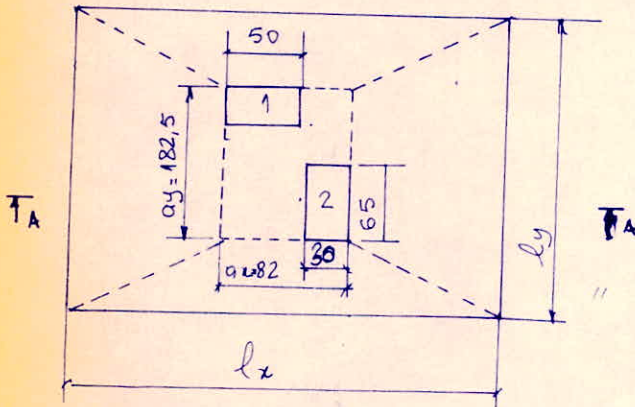
le calcul est analogue à celui du Batiment A'

Semelle S7



$$\begin{aligned}
 N_1 &= 25t \\
 M_{x1} &= 0 \\
 M_{y1} &= 0 \\
 N_2 &= 43,17t \\
 M_{x2} &= 0 \\
 M_{y2} &= 7t.m
 \end{aligned}$$

Semelle S5

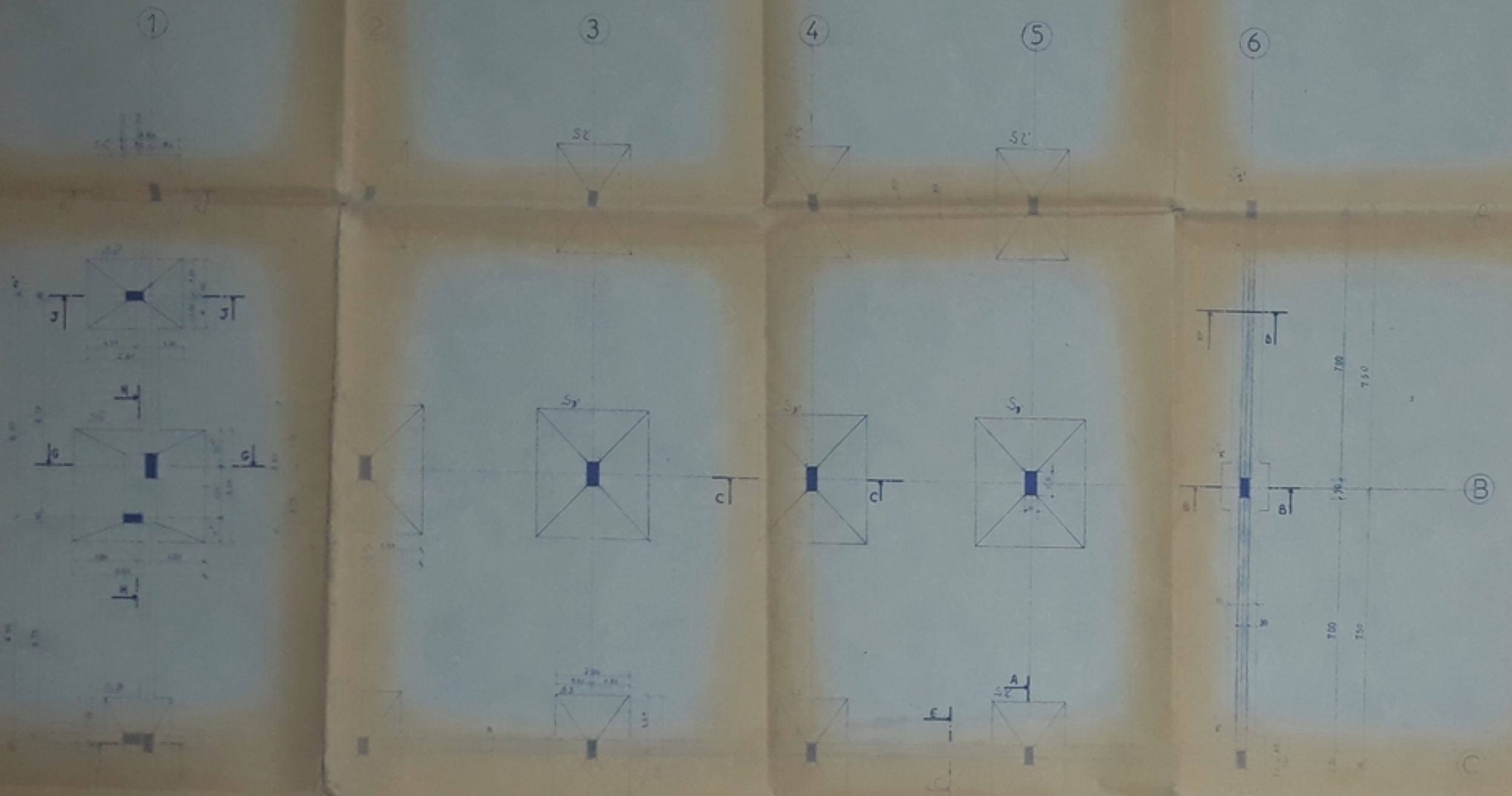


$$\begin{aligned}
 N_1 &= 86t \\
 M_{x1} &= 11,11t.m \\
 M_{y1} &= 0 \\
 N_2 &= 95t \\
 M_{x2} &= 0 \\
 M_{y2} &= 0
 \end{aligned}$$

Tableau des valeurs

semelle	lx (cm)	ly (cm)	R (t)	Mx (t.m)	My (t.m)	G <sub>R</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>Mx</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>My</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	ΣG <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> (t)	F <sub>y</sub> (t)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )
S7	180	250	75	0	7	1,67	0	0,37	2,04	17,9	38	6,4 1478	13,6 10714
S5	360	300	196	11,1	0	1,81	0,17	0	1,98	1,33	53,5	47,5 24716	19,7 17712





COUPE A-A

COUPE B-B

COUPE C-C

COUPE D-D

COUPE E-E

COUPE G-G

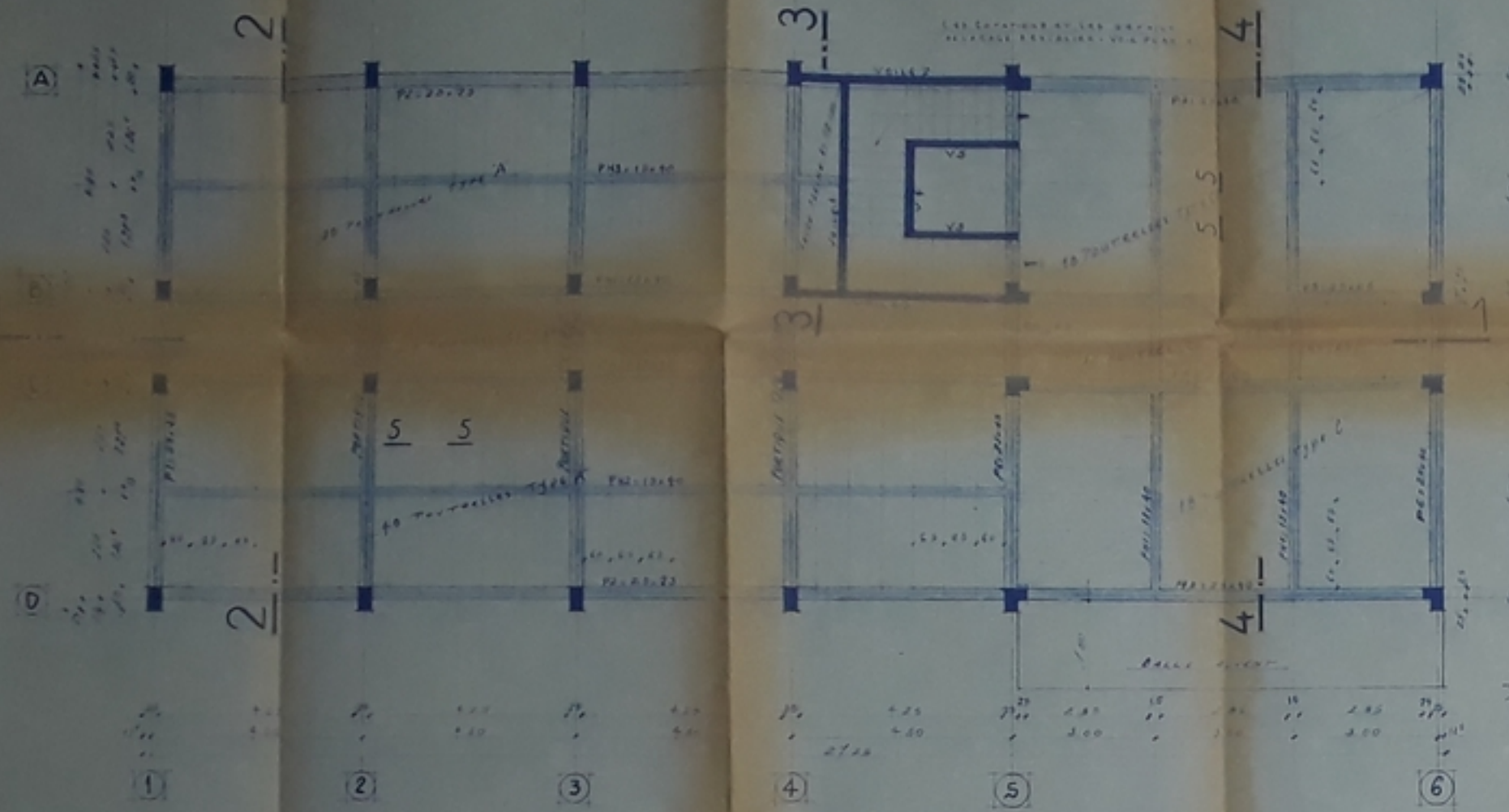
COUPE I-I

COUPE K-K

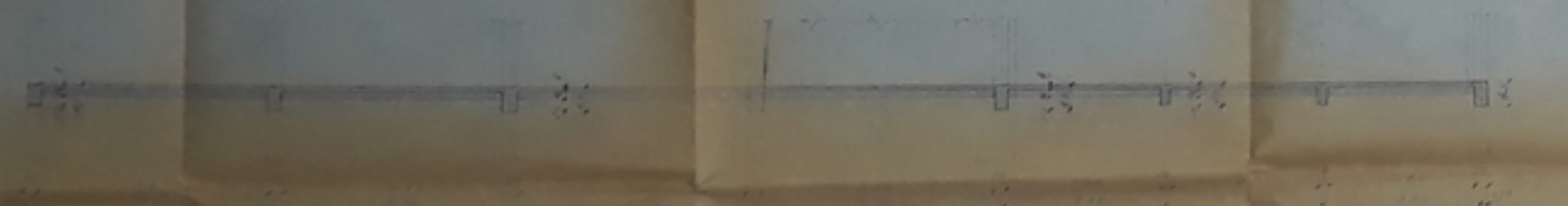
COUPE M-M

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 LABORATOIRE  
 SOUS-TRAVERS - FONDATIONS  
 EN.P.A.

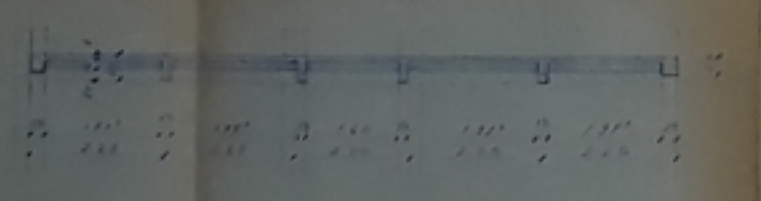




COUPE 1-1



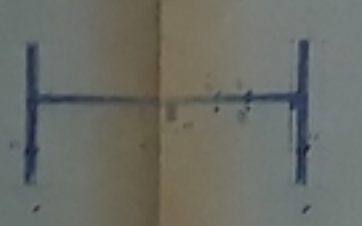
COUPE 2-2



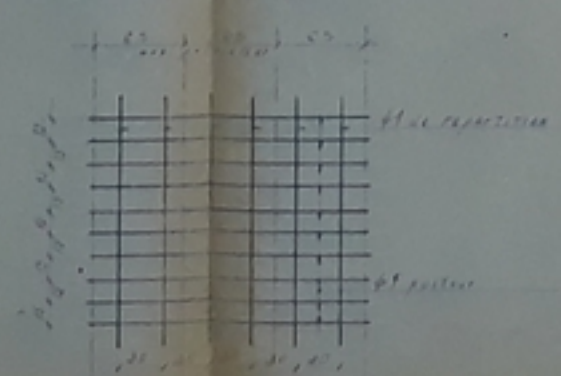
COUPE 4-4



COUPE 3-3



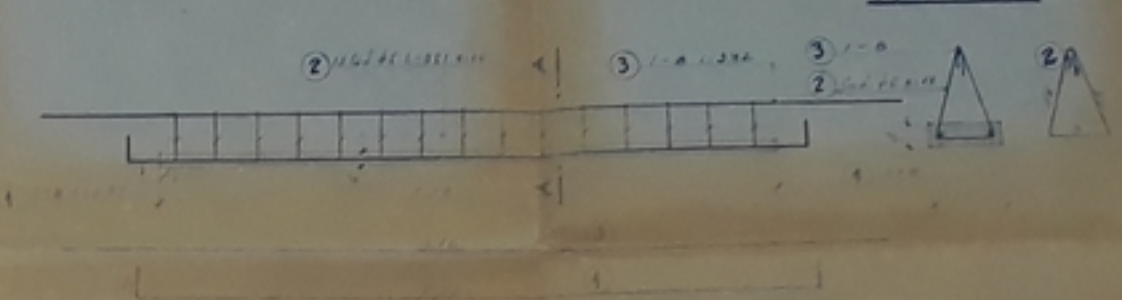
TRELLIS-SOUDES (C.A. INT. 200V)  
SURFACE BRASÉE: 100cm<sup>2</sup> / m<sup>2</sup>



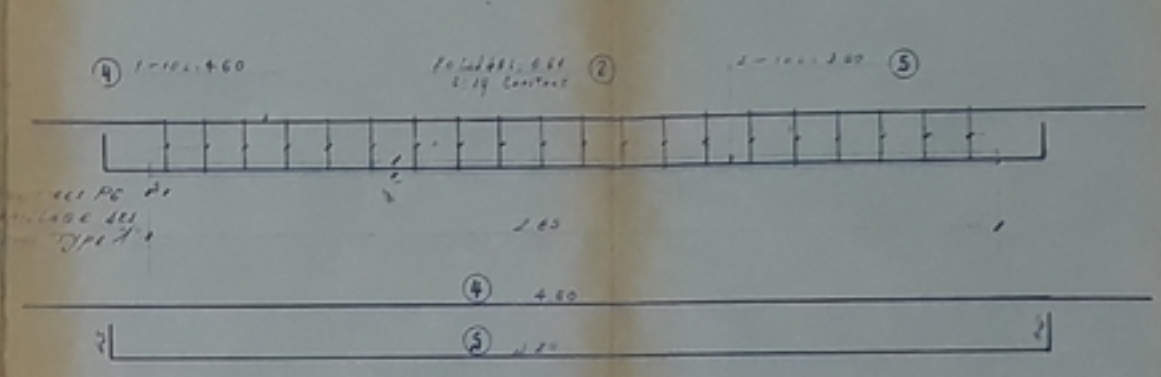
NOTA  
Le ferrailage des poutrelles PC de  
est identique au ferrailage des  
poutrelles des poutrelles Type A

POUTRELLES-TYPE A : 30 PIECES

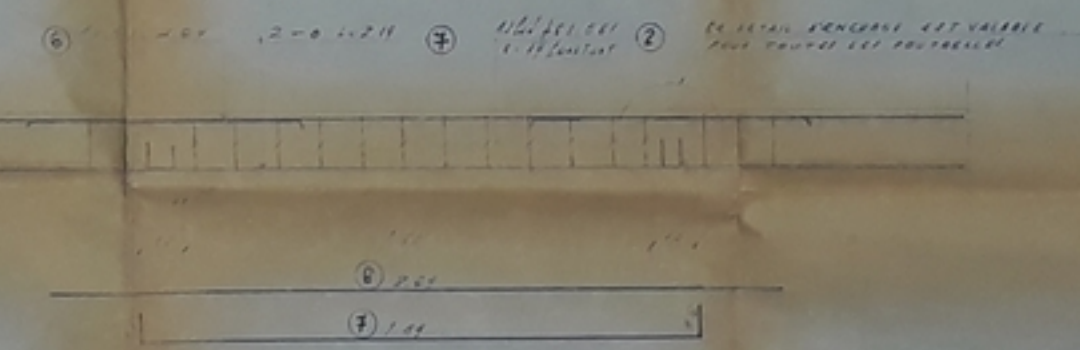
COUPE A-A



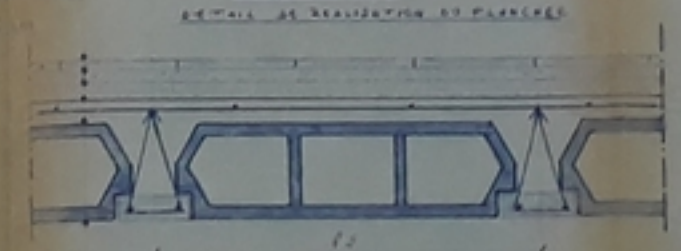
POUTRELLES-TYPE C : 36 PIECES



POUTRELLES-TYPE B : 32 PIECES



COUPE S-S



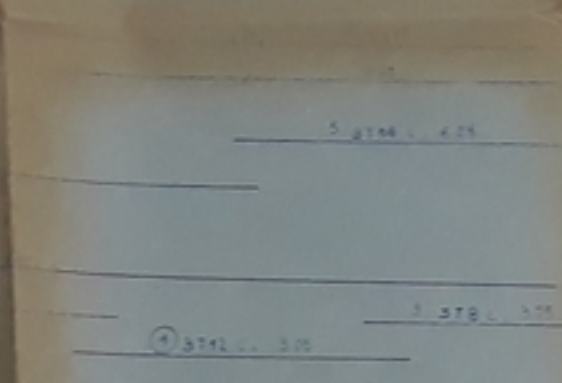
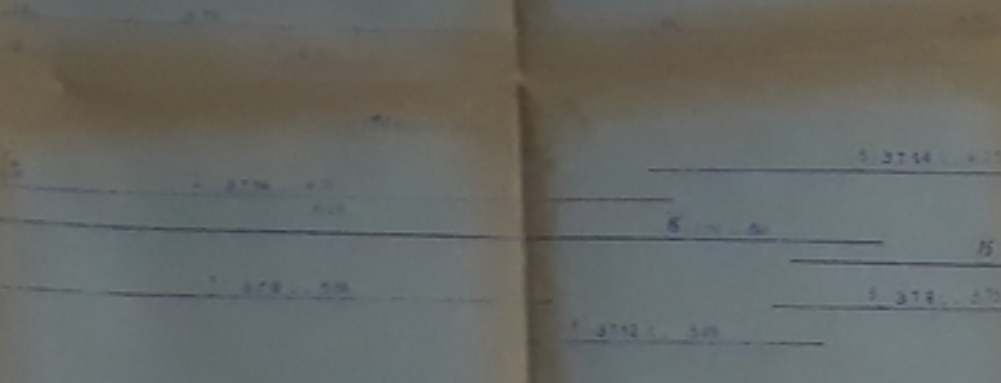
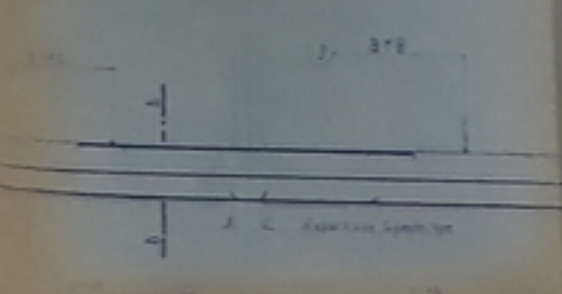
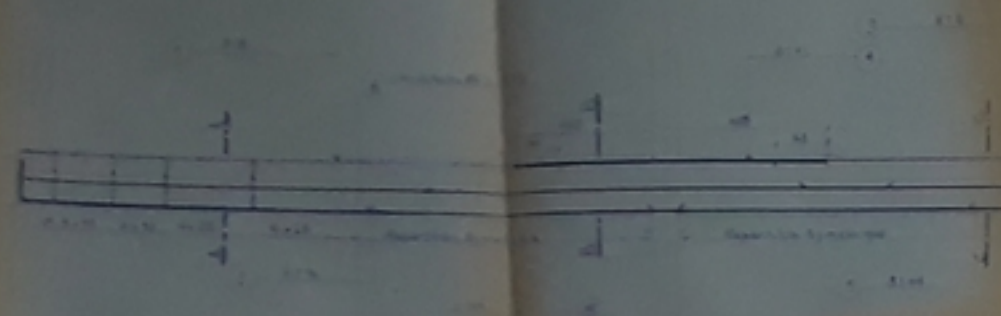
UNIVERSITÉ D'ALGER  
**ÉCOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE-D'ALGER**  
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES  
 BATIMENT - ADMINISTRATIF  
 BEFRAGE-FERRAILLAGE-PLANCHER-ETAGE

ENPA



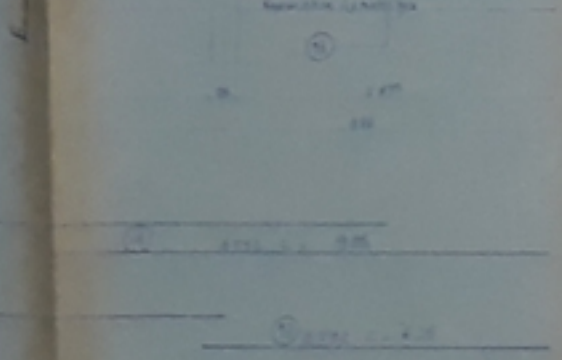
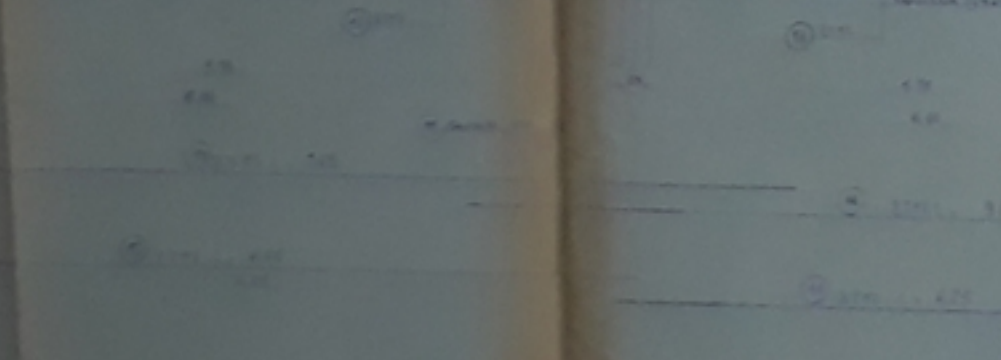
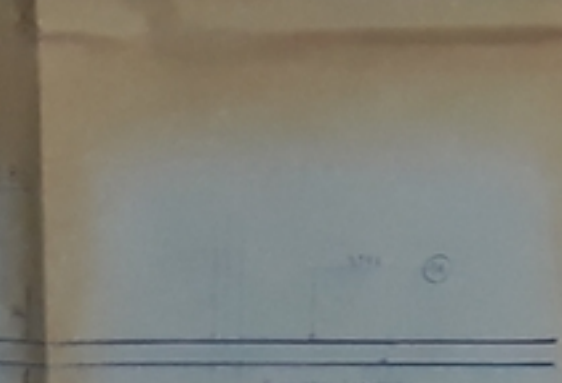
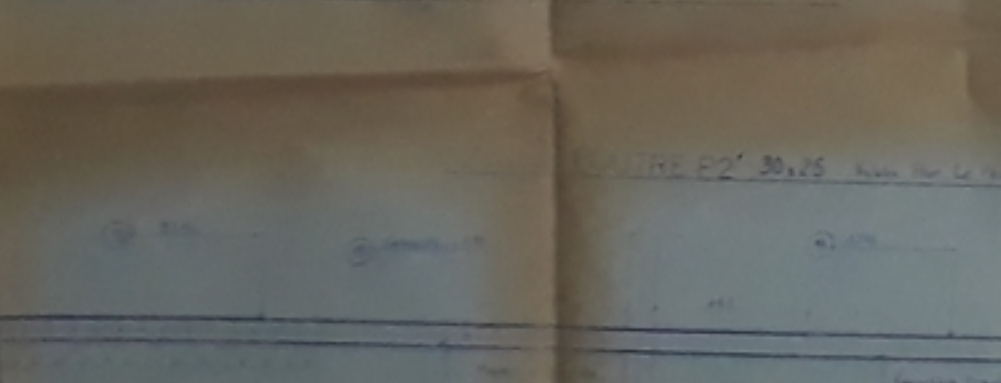
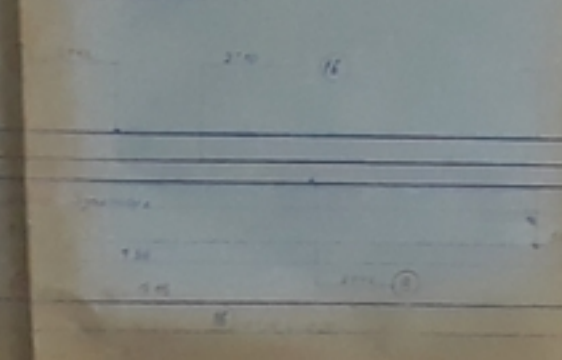
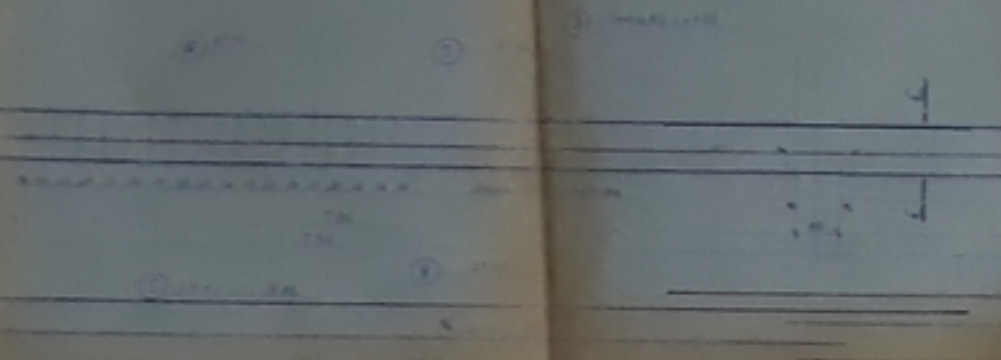
Palme Terrasse 18x50 2outres

0203

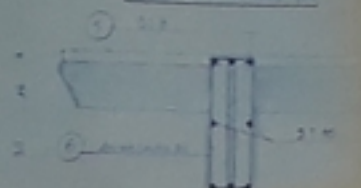


Palme P1 30x50 2outres

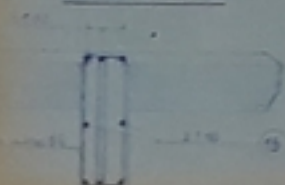
0204



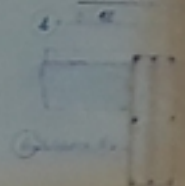
COUPE AA au 1/10



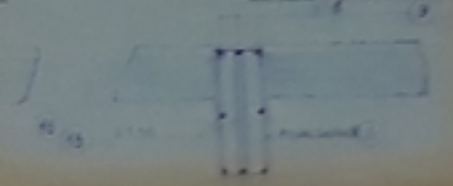
COUPE BB au 1/10



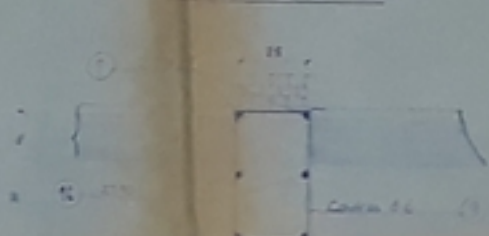
COUPE CC au 1/10



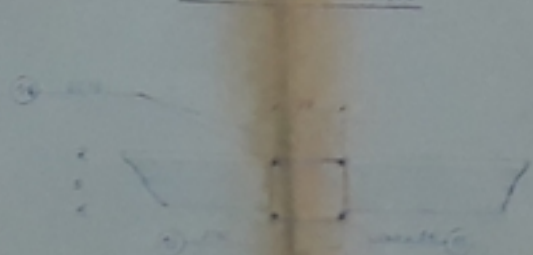
COUPE DD au 1/10



COUPE EE au 1/10



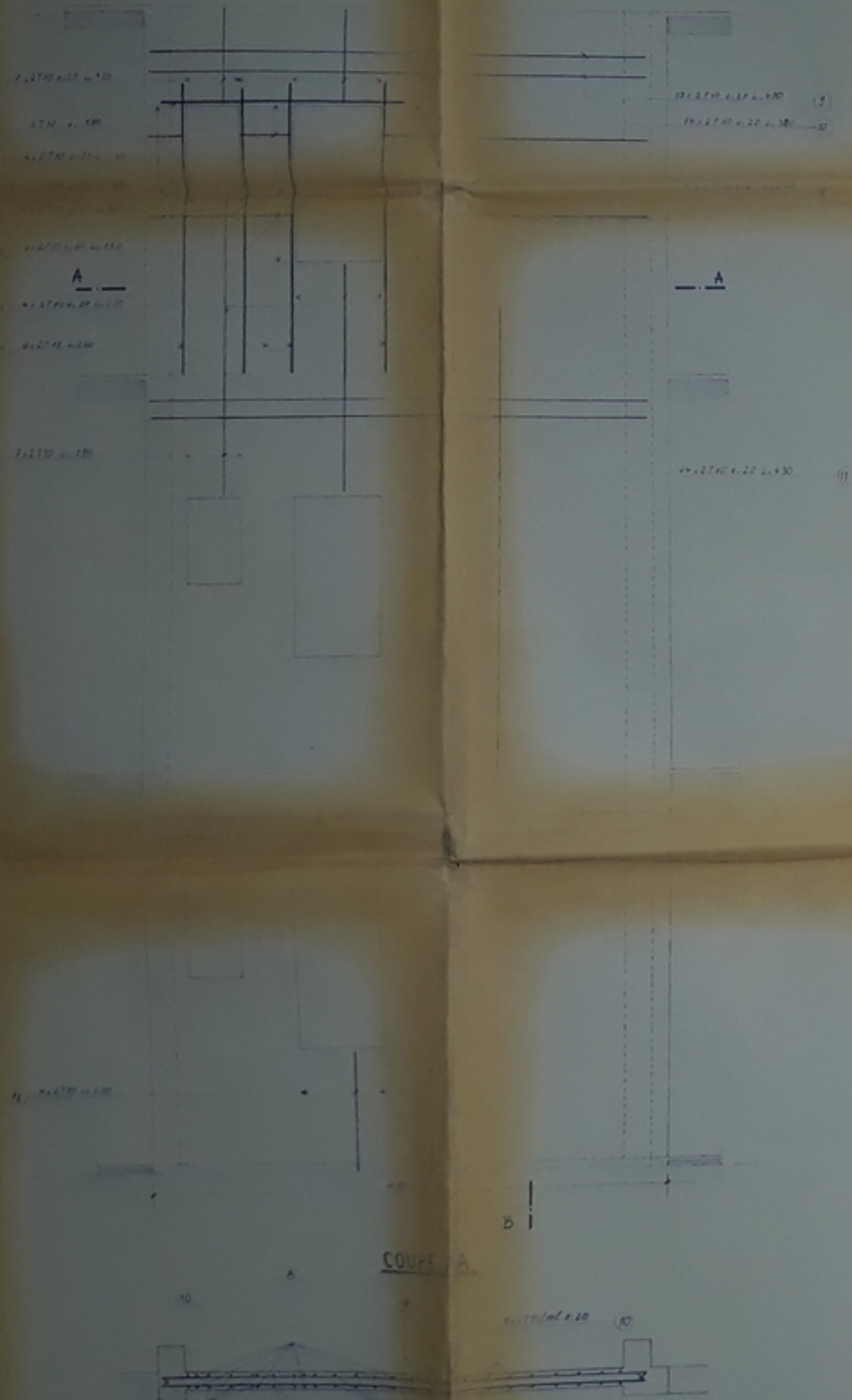
COUPE FF au 1/10



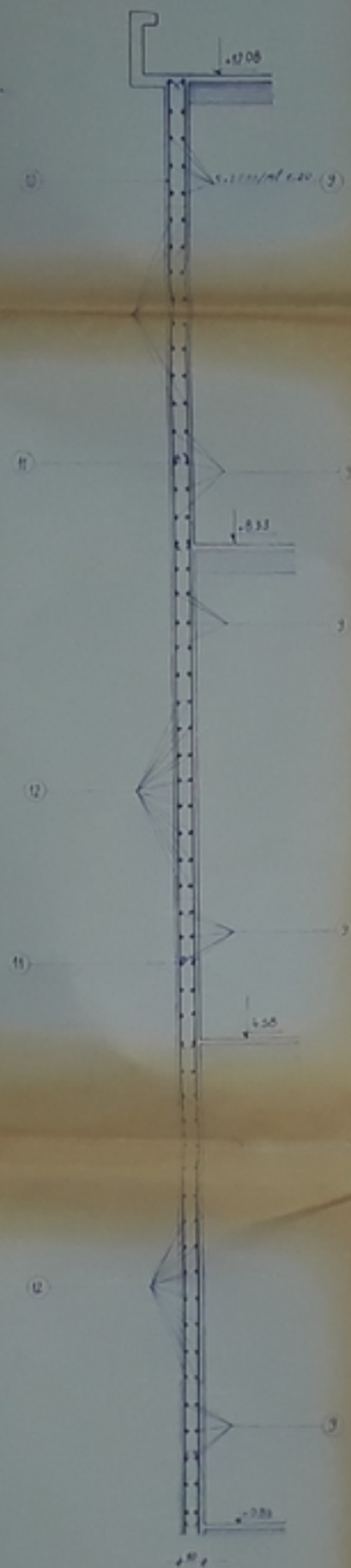
INSTITUT NATIONAL DE RECHERCHES ET D'ENSEIGNEMENTS  
 EN SCIENCES ET EN TECHNIQUE  
 ALGER  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 PROJET DE FIN D'ÉTUDE  
 LABORATOIRE  
 CIMENT ET CIMENT ARMÉ  
 ENPA



B

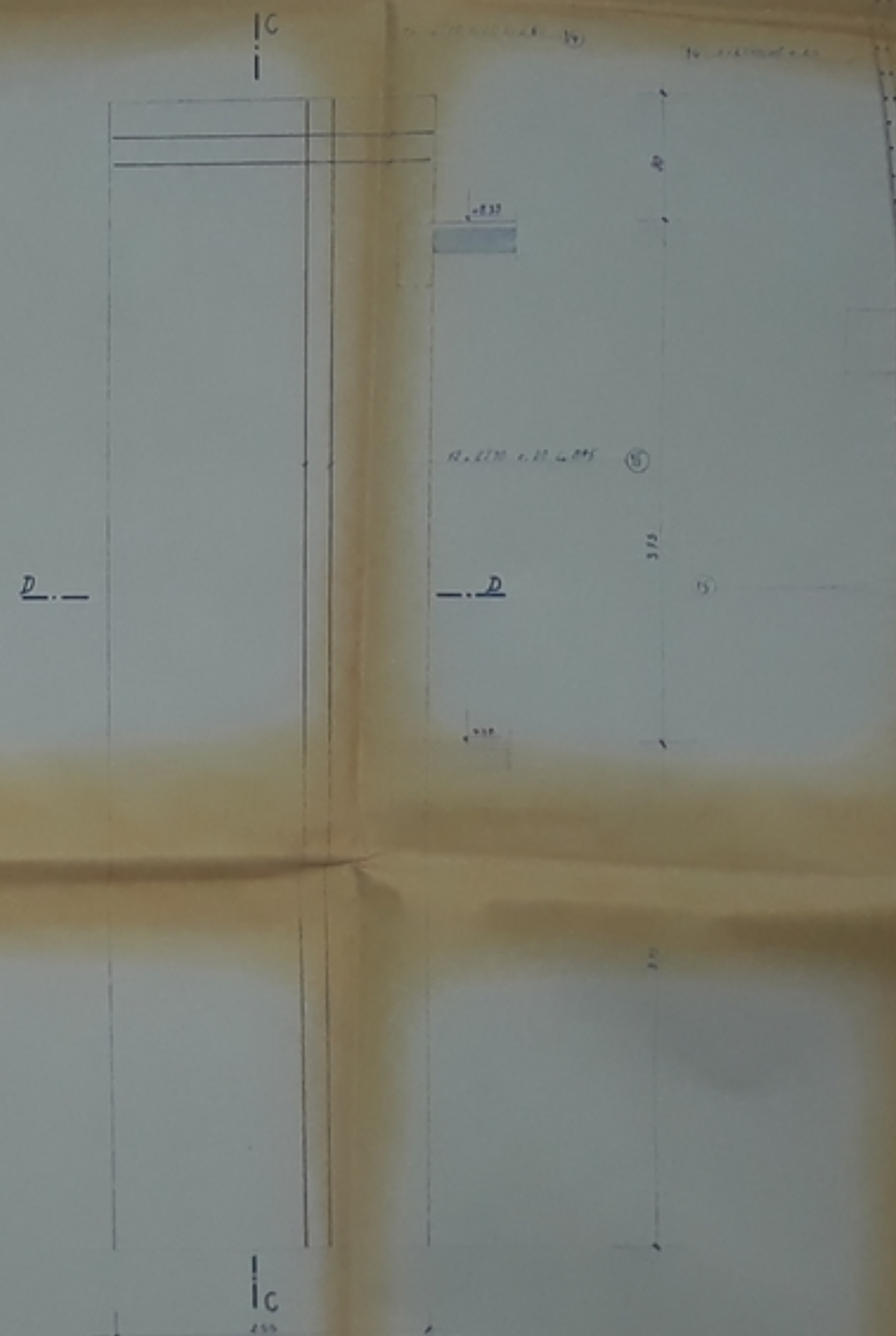


COUPE B.B



COUPE C.C

VOILE-V5 - 2 PIÈCES



COUPE D.D

NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	PRELIMINAIRE	DEFINITIF
1				150	150
2				100	100
3				50	50
4				100	100
5				100	100
6				100	100
7				100	100
8				100	100
9				100	100
10				100	100
11				100	100
12				100	100
13				100	100
14				100	100
15				100	100
16				100	100
17				100	100
18				100	100
19				100	100
20				100	100

RECAPITULATION			
NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE
5		0.154	
6		0.225	
8		0.335	
10	1000	0.17	0.306
12	75.2	0.008	6.90
14		1.208	
16		1.578	
20		2.405	
25		3.053	
12		0.313	
4.0		0.002	
		323.04	
		44.403	
		278.637	

UNIVERSITE ALGER

ECOLE NATIONALE-POLYTECHNIQUE-D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT - ADMINISTRATIF

FERRAILLAGE DES VOILES VZ ET V5

ETUDIANT: N. HATEG

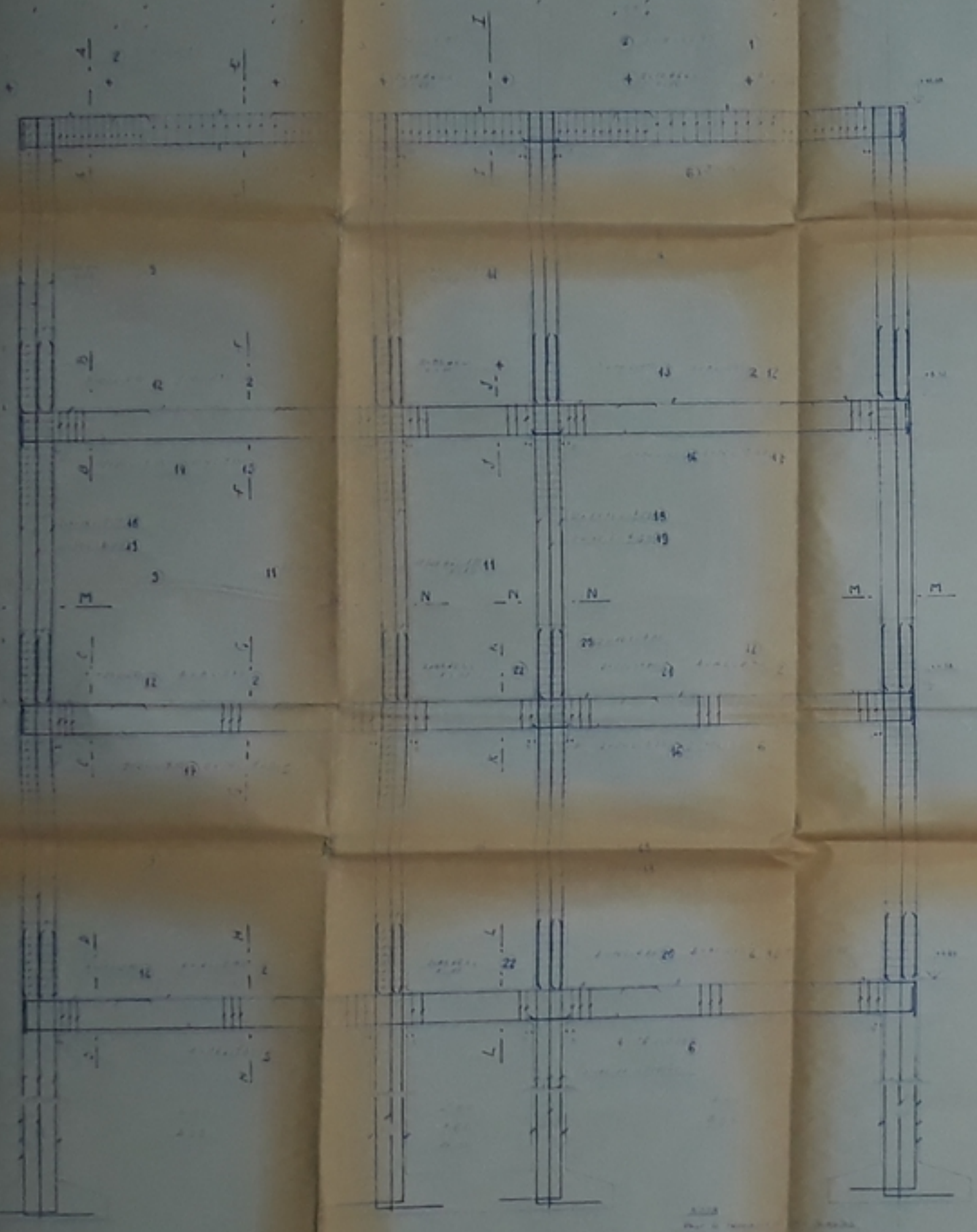
ENPA







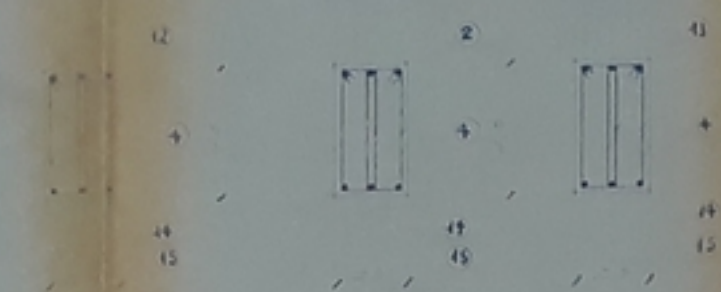
PORTIQUE-TYPE-1-3 UNITES



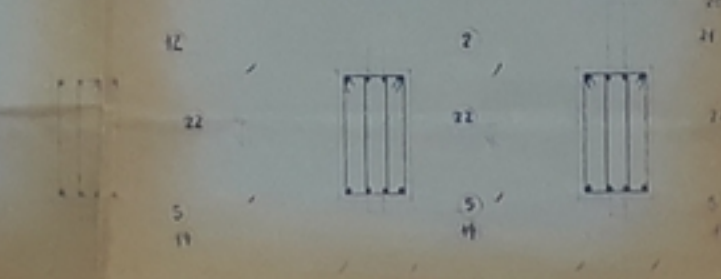
Coupe-A-A      Coupe-E-E      Coupe-I-I



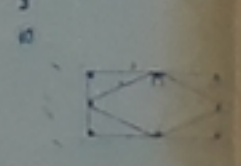
Coupe-B-B      Coupe-F-F      Coupe-J-J



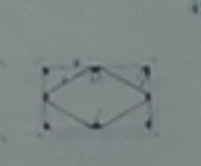
Coupe-G-G      Coupe-K-K



Coupe-M-M

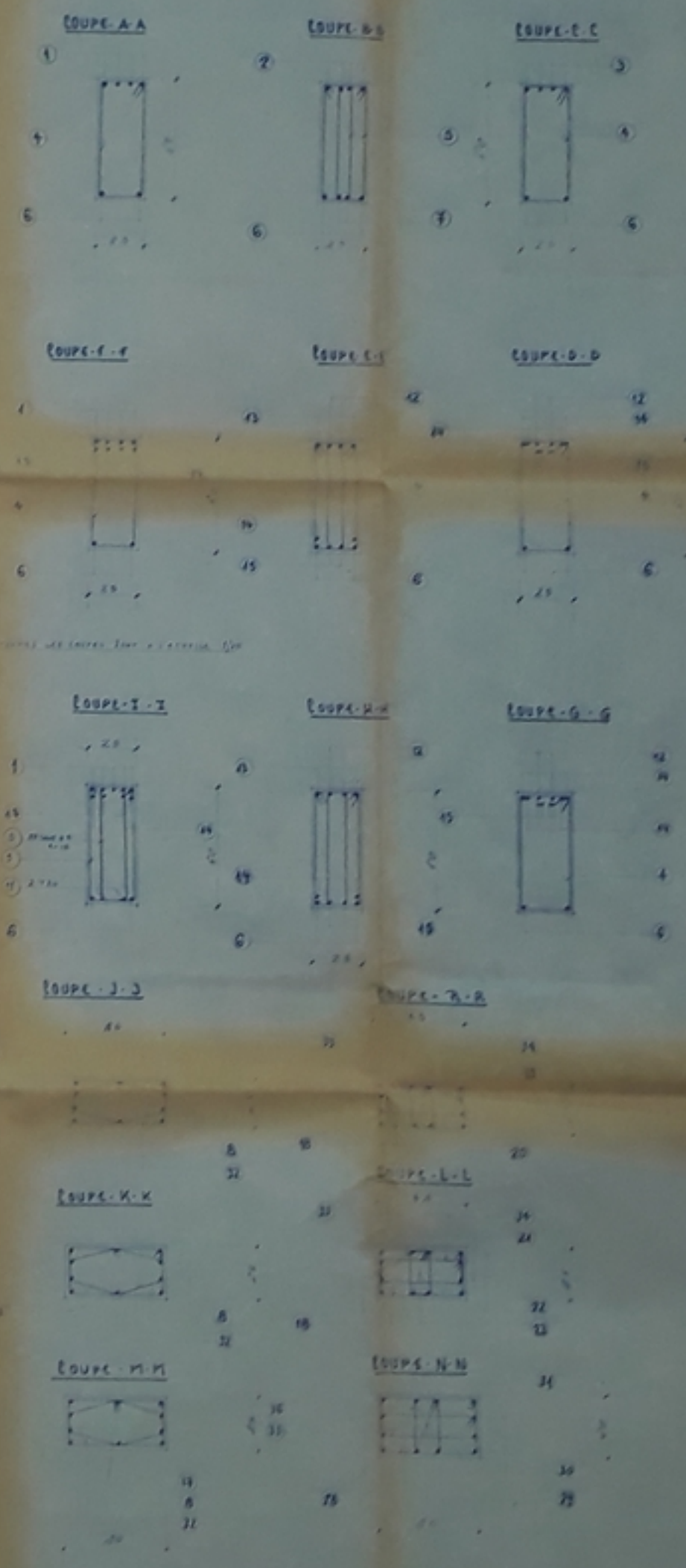
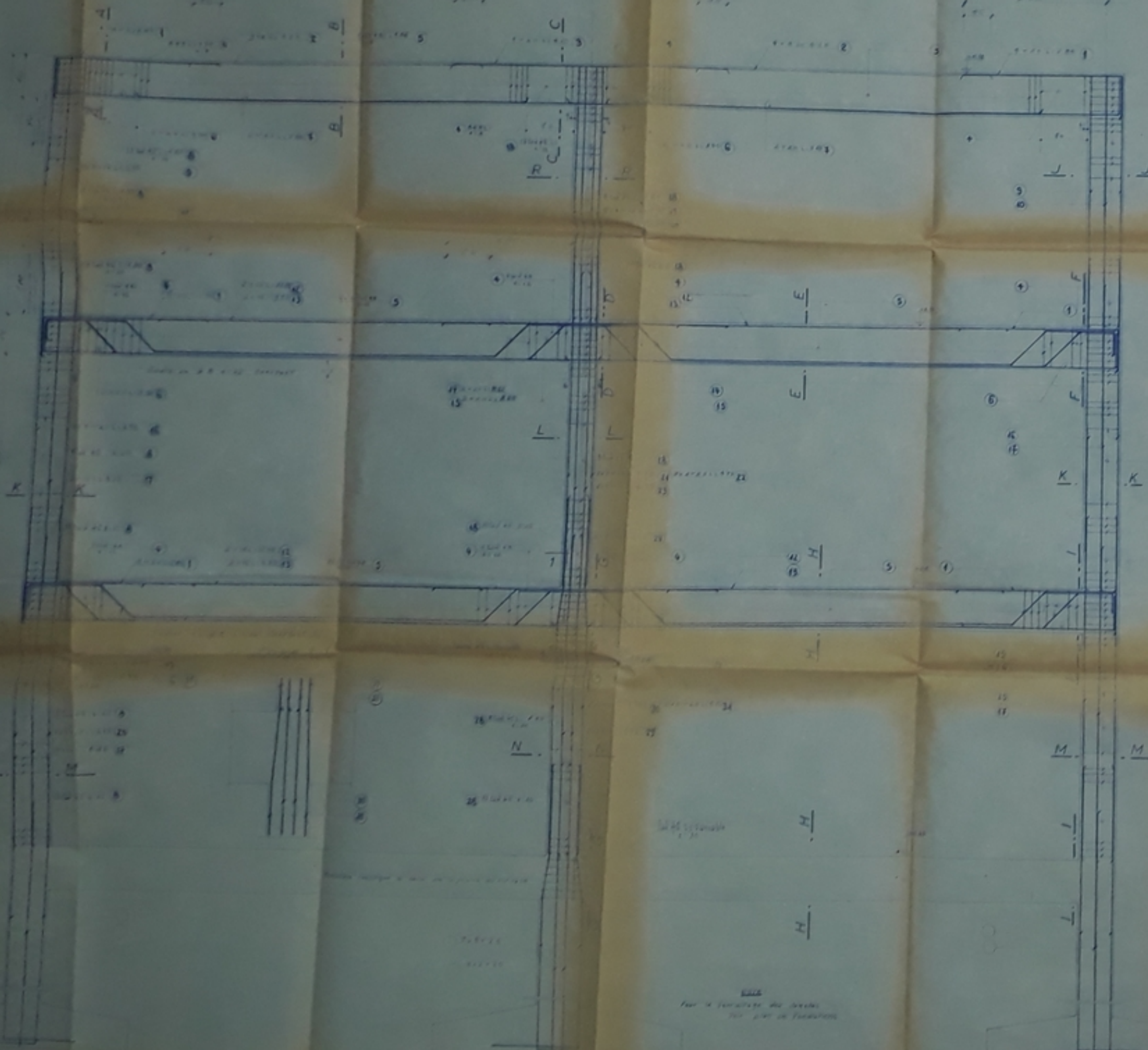


Coupe-N-N



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - ALGER  
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES  
 BÂTIMENT - ADMINISTRATIF  
 COUPE-FERRAILLAGE - PORTIQUE-TYPE 1





RECAPITULATION

DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	REMARQUES
acier	1200	kg	
beton	1500	m <sup>3</sup>	
acier	1500	kg	
beton	2000	m <sup>3</sup>	
acier	1000	kg	
beton	1000	m <sup>3</sup>	
acier	1000	kg	
beton	1000	m <sup>3</sup>	
acier	1000	kg	
beton	1000	m <sup>3</sup>	

UNIVERSITE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDE

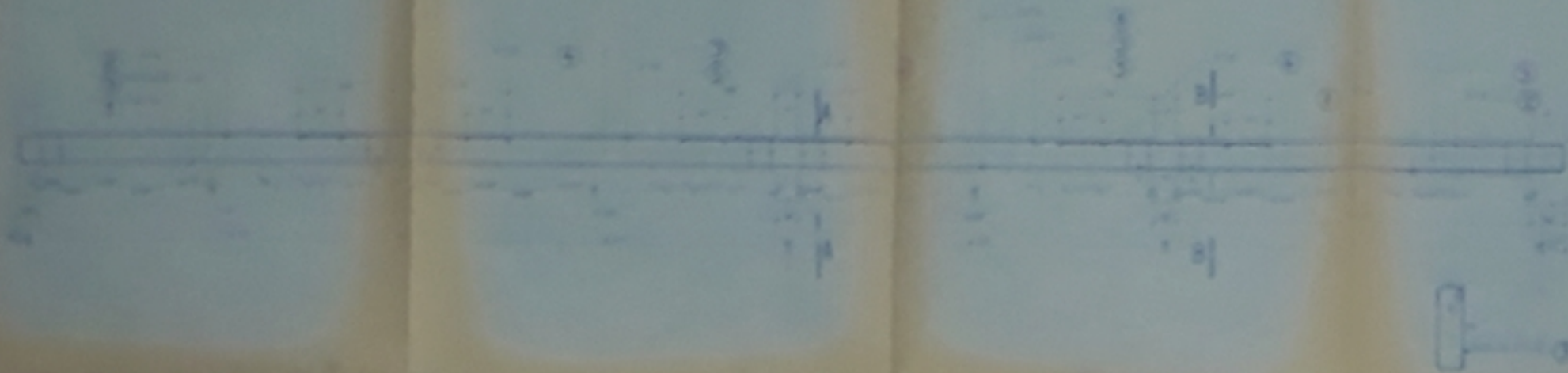
LABORATOIRE

RESEAUX, FERRAILLAGE, PORTIQUE TYPE A

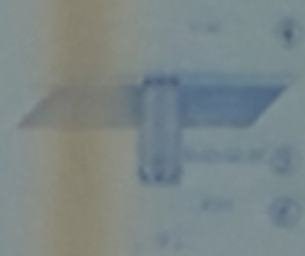
NOM :  
 PRENOM :  
 MATRICULE :  
 DATE :



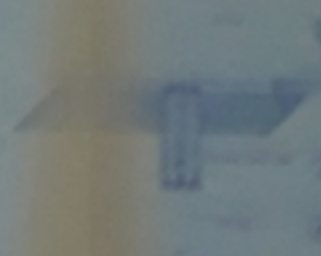
PNL 5x4 1UNITE



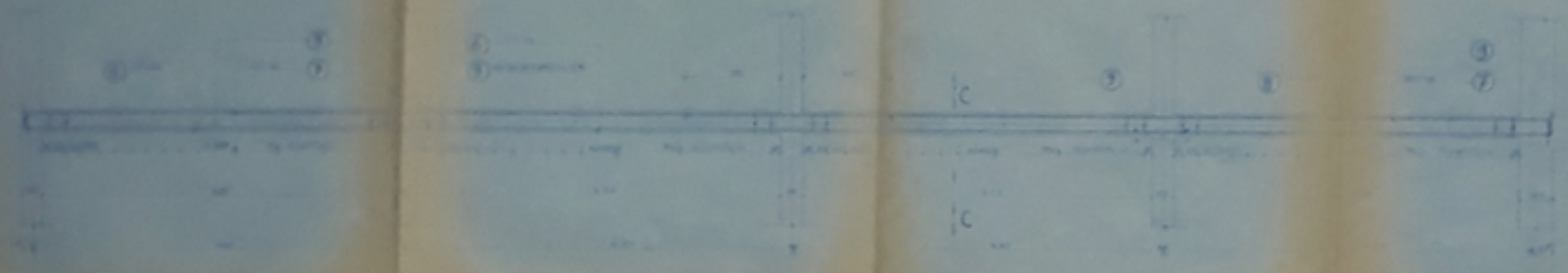
COUPE A.A.



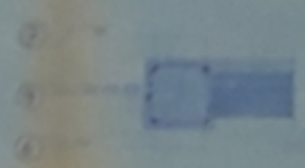
COUPE B.B.



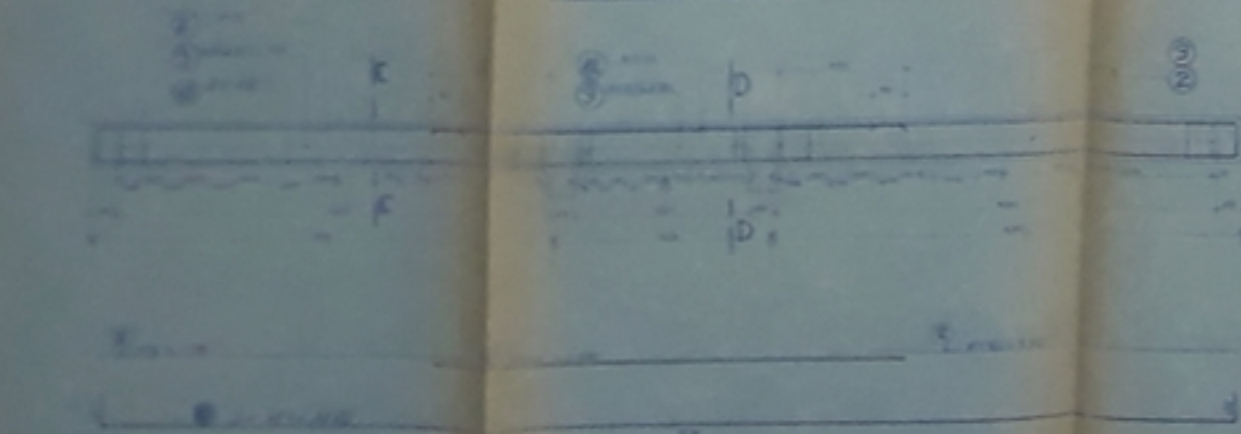
PNL 25x25 1UNITE



COUPE C.C.



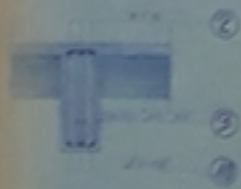
PNL 5x40 2UNITES



COUPE D.D.



COUPE E.E.

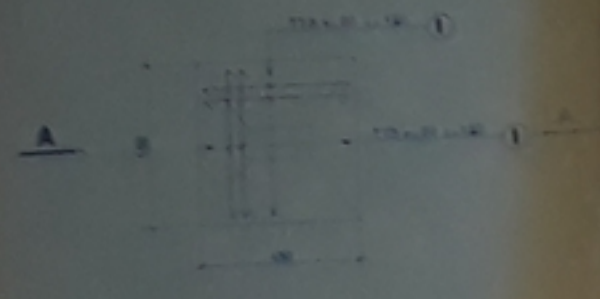


INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 BÂTIMENT - ADMINISTRATIF  
 16000 ALGER

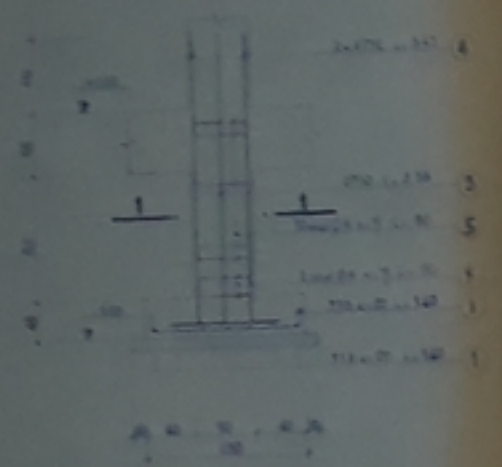
ENPA.



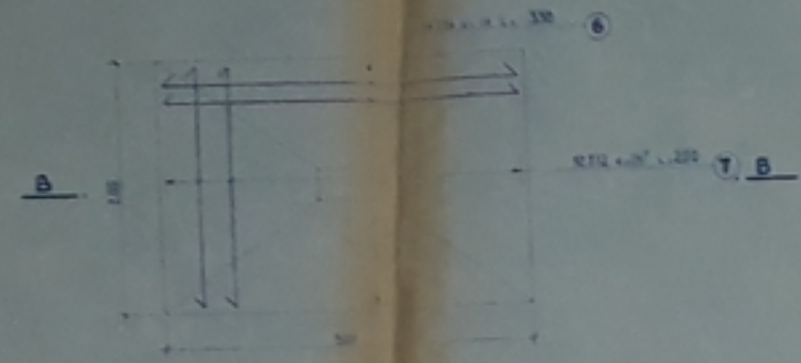
SEMELLE S1\_3 PIECES



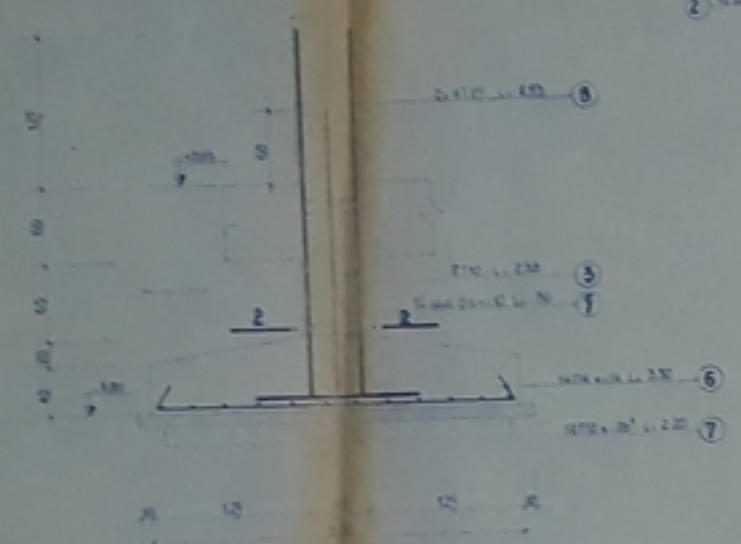
COUPE AA



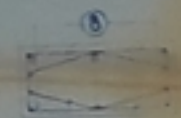
SEMELLE S2\_8 PIECES



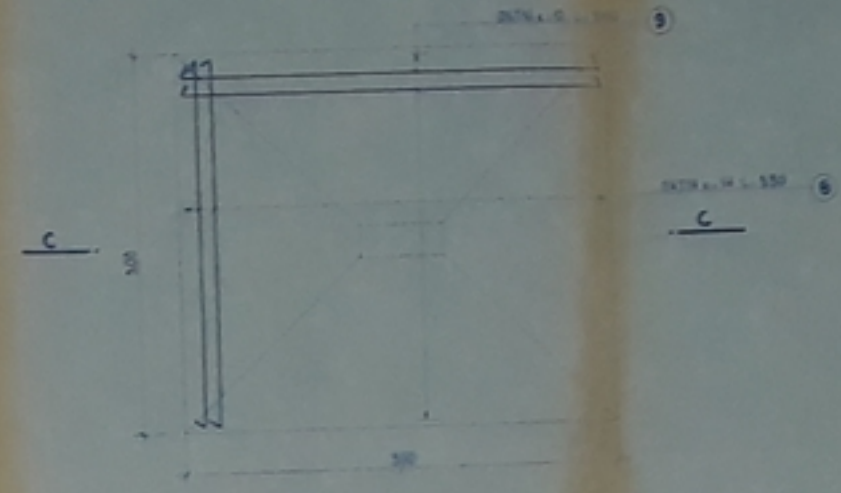
COUPE BB



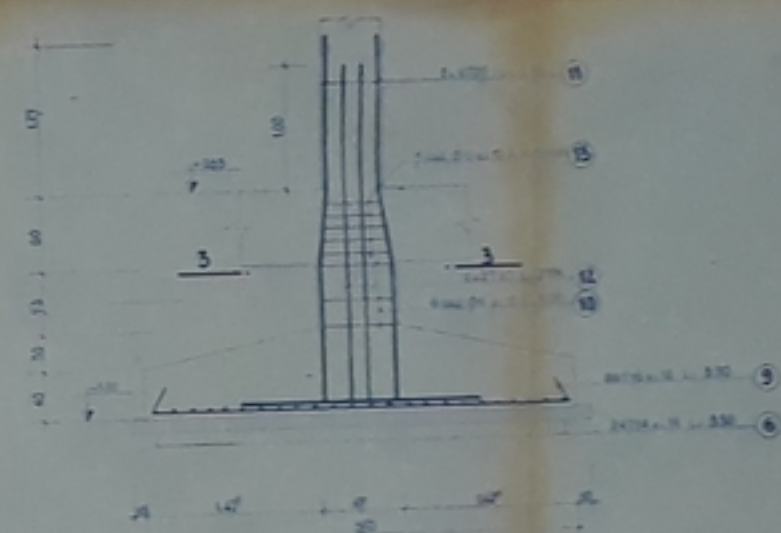
COUPE 2-2



SEMELLE S3\_4 PIECES



COUPE CC

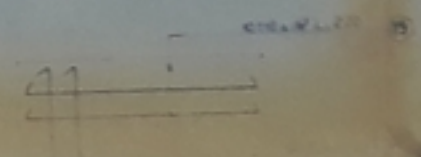


COUPE 3-3

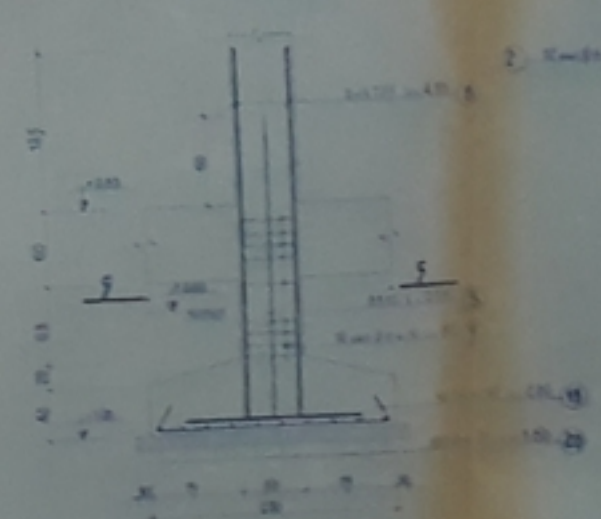


NOTA POUR LE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ET SON PLAN DE CHARGES ETC.

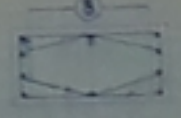
SEMELLE S2\_1 PIECE



COUPE E-E



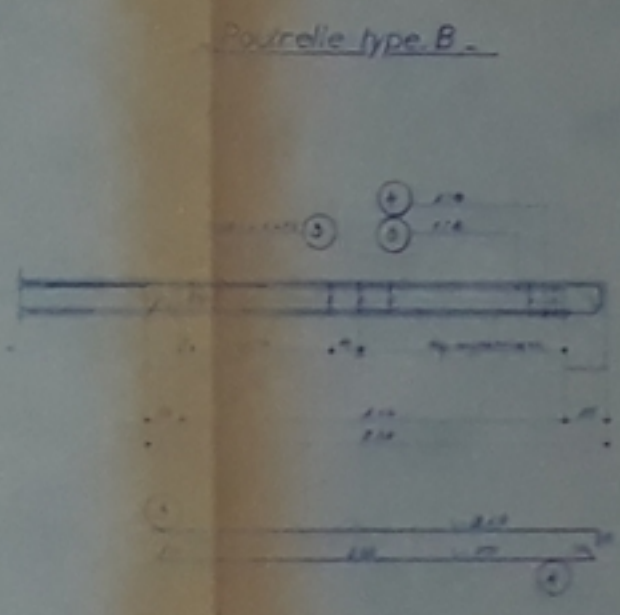
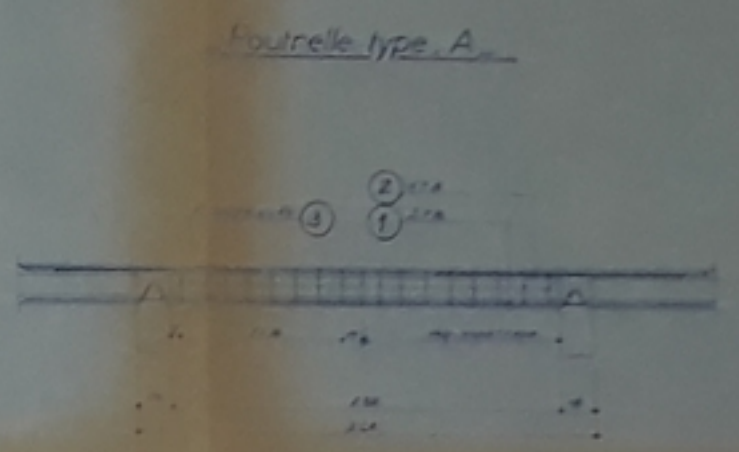
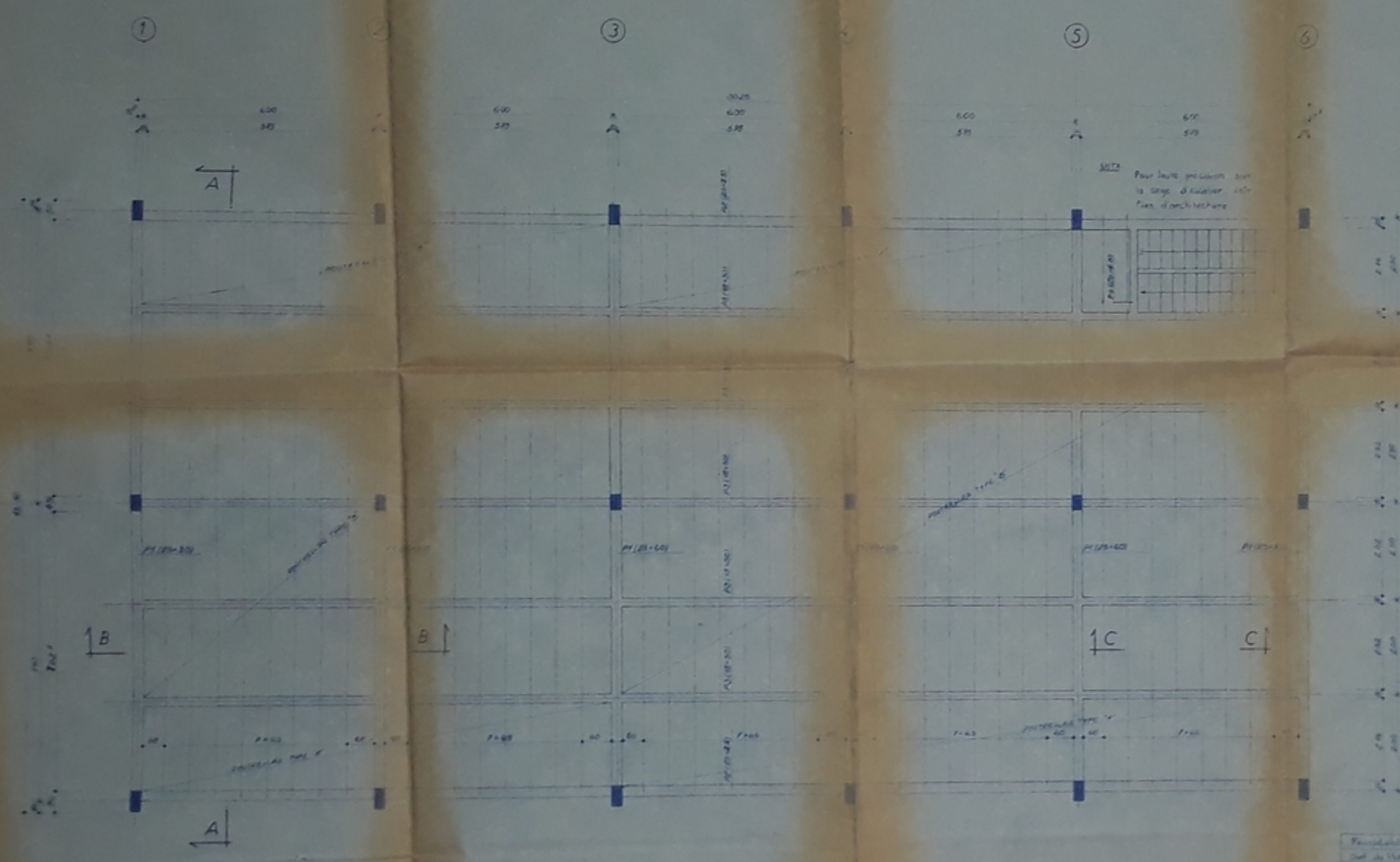
COUPE 4-4



Ecole Nationale Polytechnique D'Alger  
 PROJET-FIN D'ETUDES  
 LABORATOIRE  
 FERRAILLAGE-FONDATEMENTS

ENPA

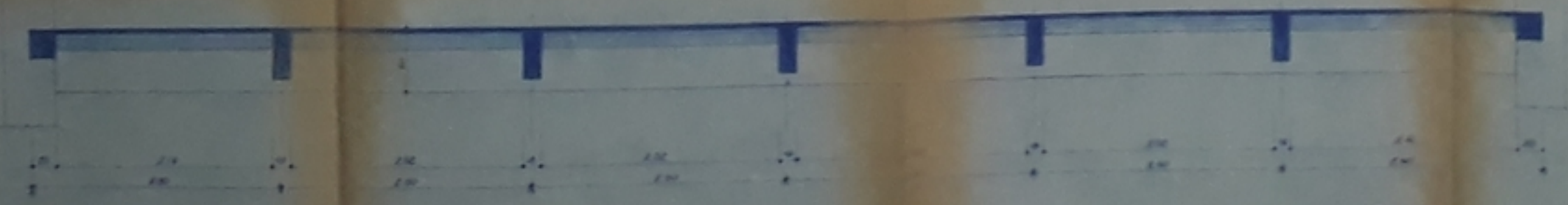




Repartition des Aciers Tendus sur la largeur

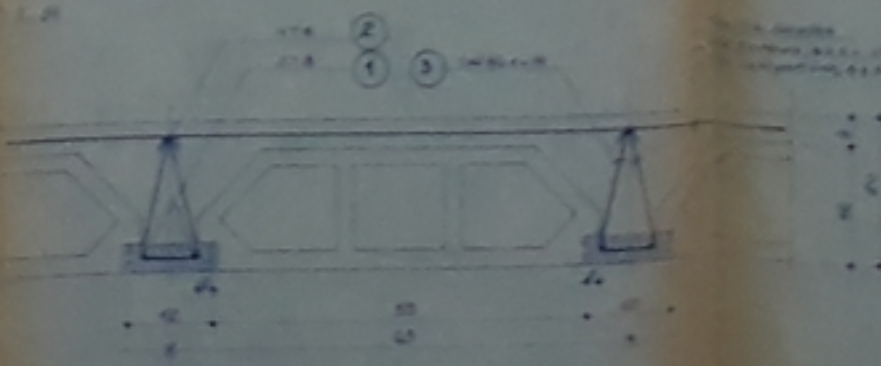
1/3	2/3
-----	-----

Largeur de la dalle de compression



COUPE B ech. 1/25

COUPE C ech. 1/5



Nord

Tous les poteaux de l'axe A-A et B-B sont à tous les niveaux par contre les poteaux de l'axe C-C de niveau +0.00 à +0.50. Voir plan d'architecte.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

LABORATOIRE

Collège Ferragut de Blanchon

Établi par  
M. HAMEL



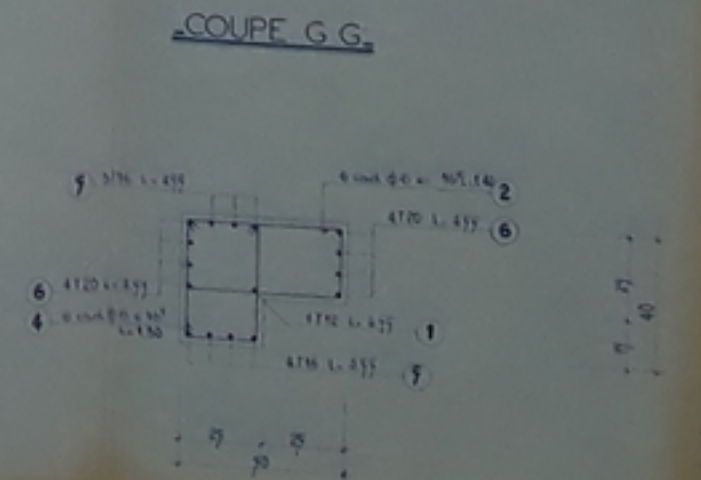
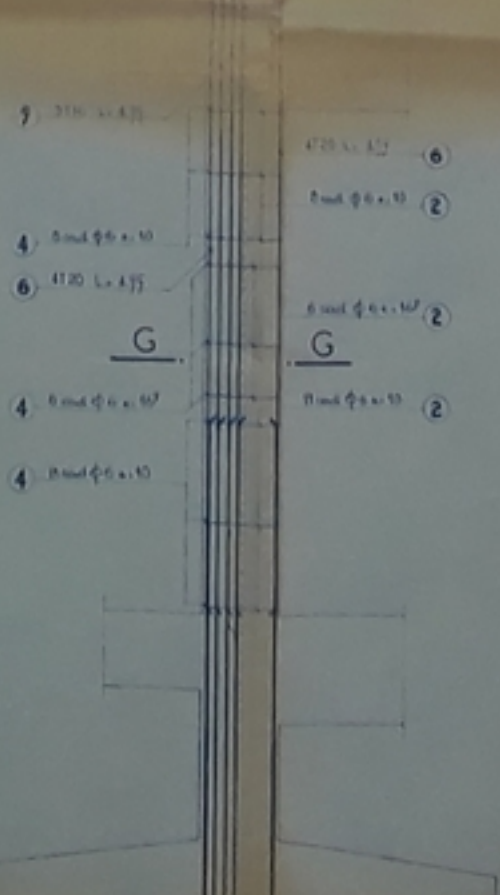
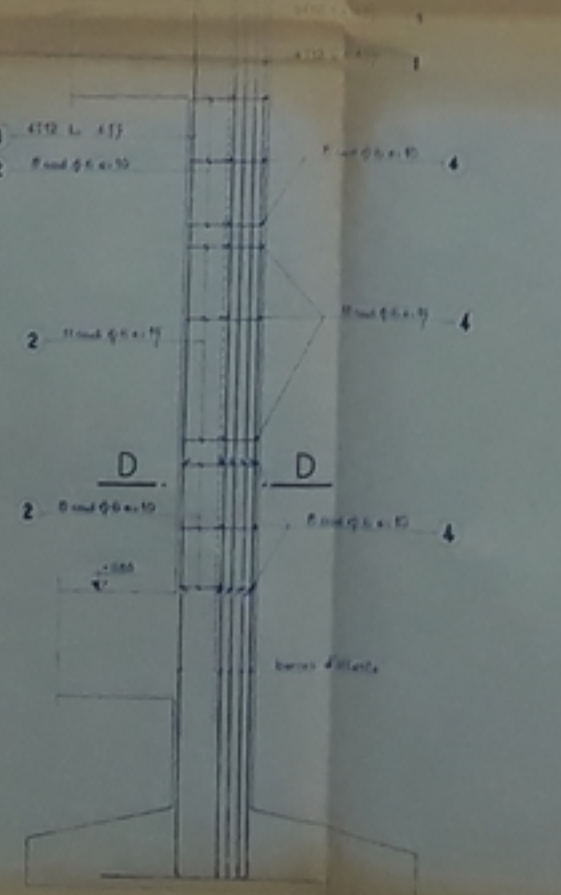
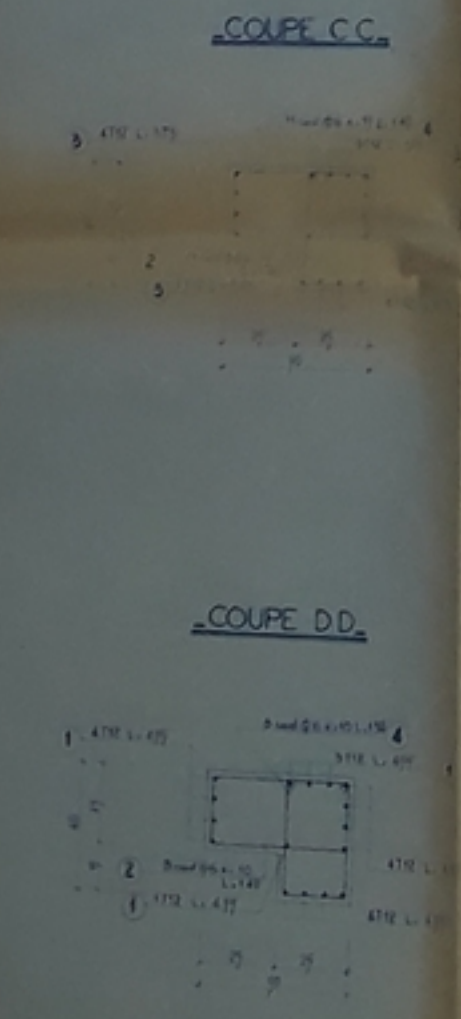
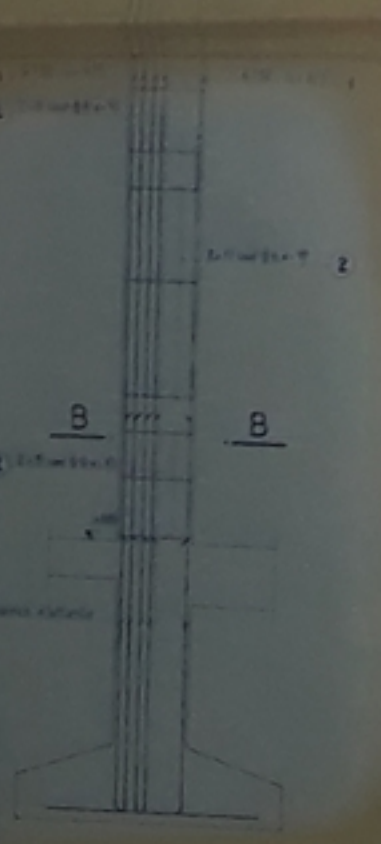
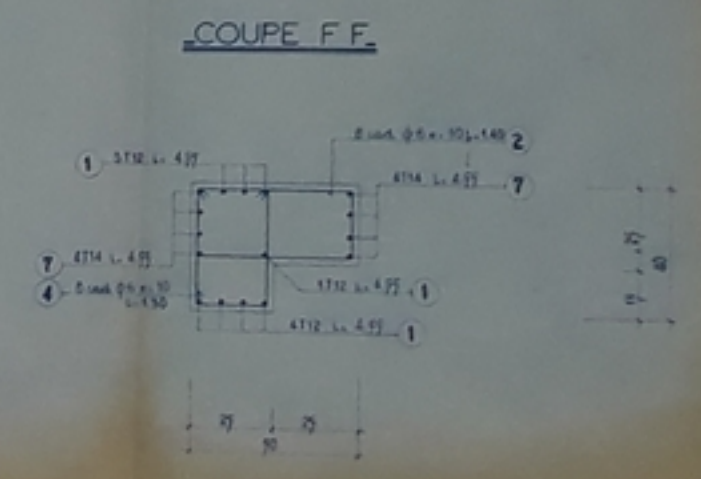
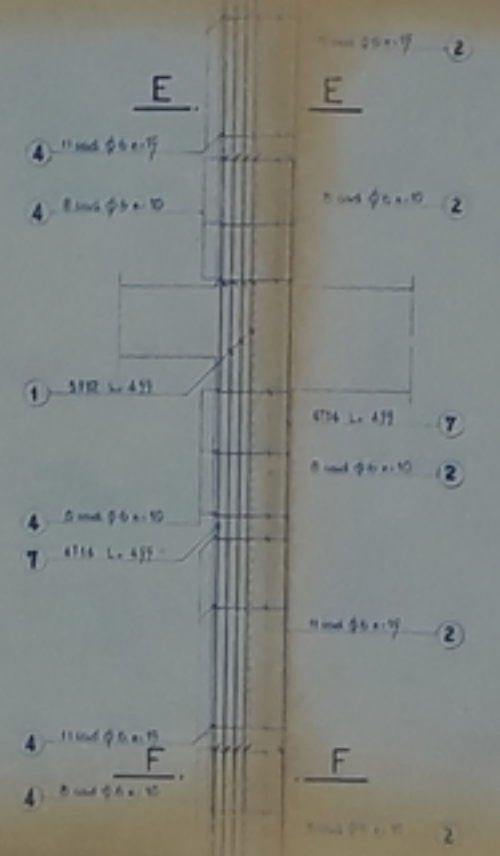
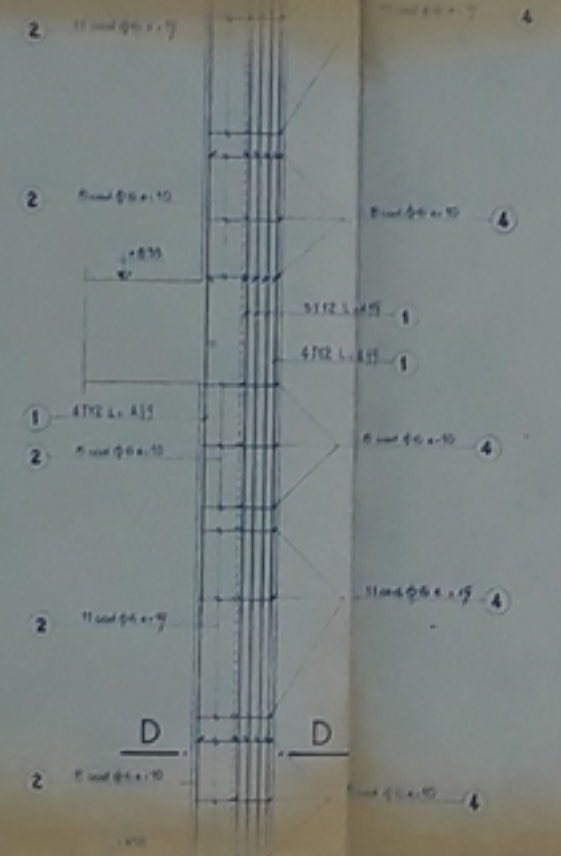
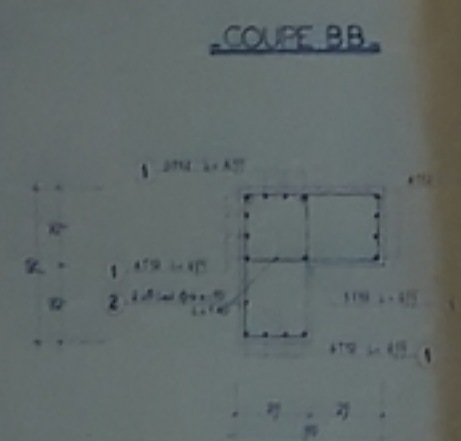
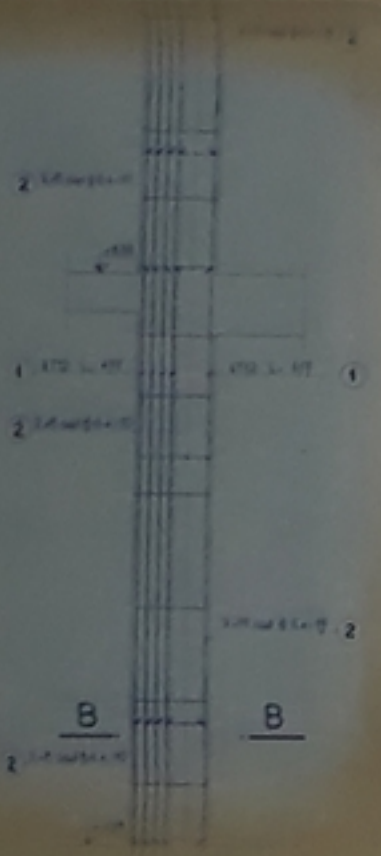
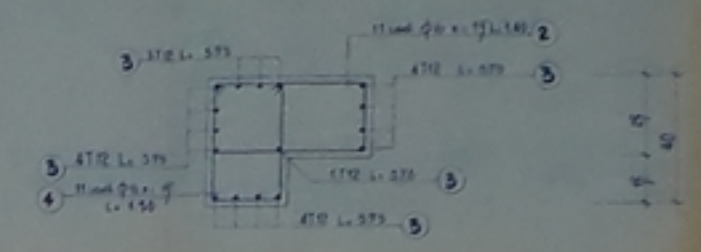
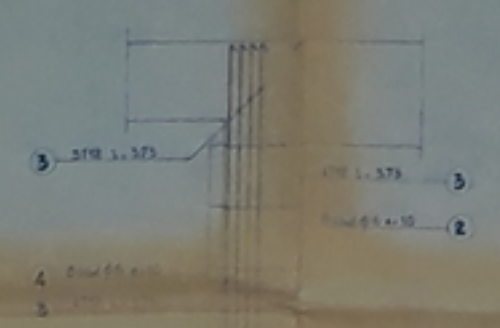
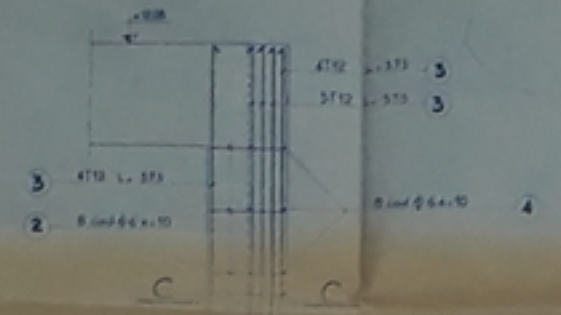
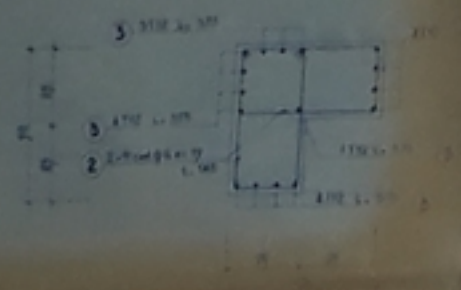
POTEAU 5D - 50x50

COUPE AA

POTEAU 6C - 50x40

POTEAU 5C - 50x40

COUPE EE



PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
1	10	64	470
2	6	502	
3	14	80	510
4	6	400	
5	6	7	

RECAPITULAIRE			
PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
5	10	64	470
6	6	502	
7	14	80	510
8	6	400	
9	6	7	

NOTA  
 Les dimensions indiquées sont en centimètres.  
 Les dimensions des barres sont en millimètres.  
 Les dimensions des sections sont en centimètres.  
 Les dimensions des sections sont en centimètres.

snori

GENERALITES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES

B ADMINISTRATIVE

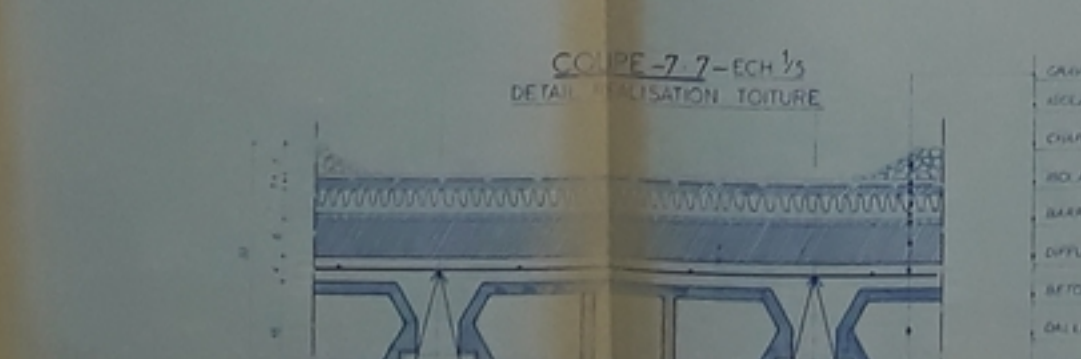
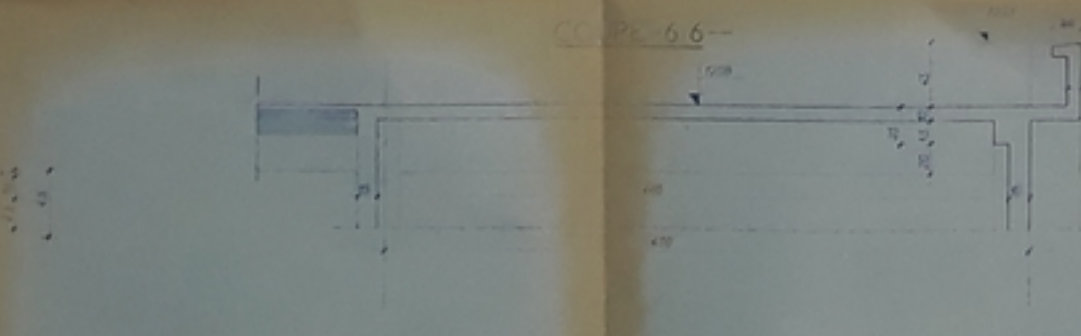
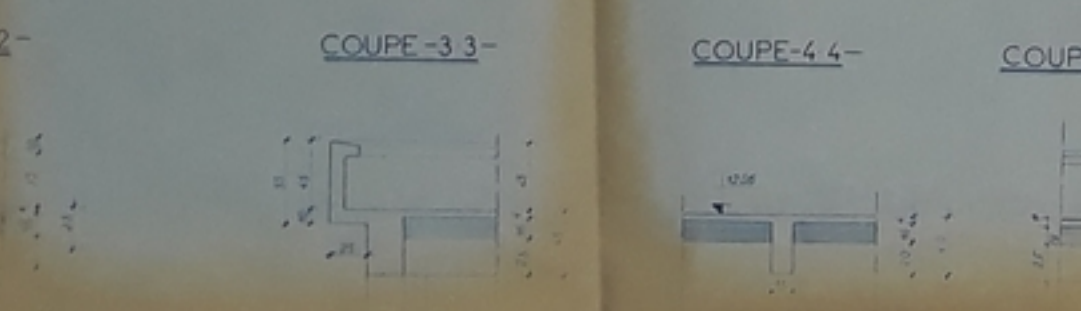
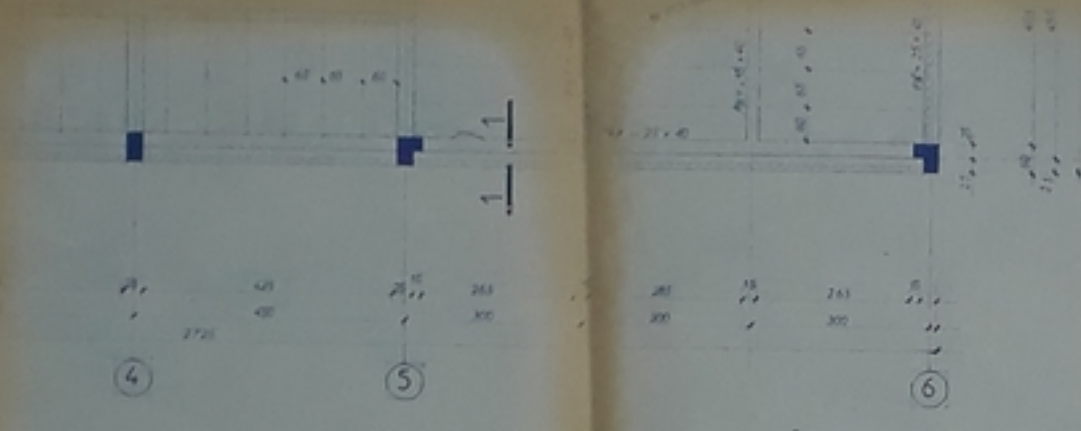
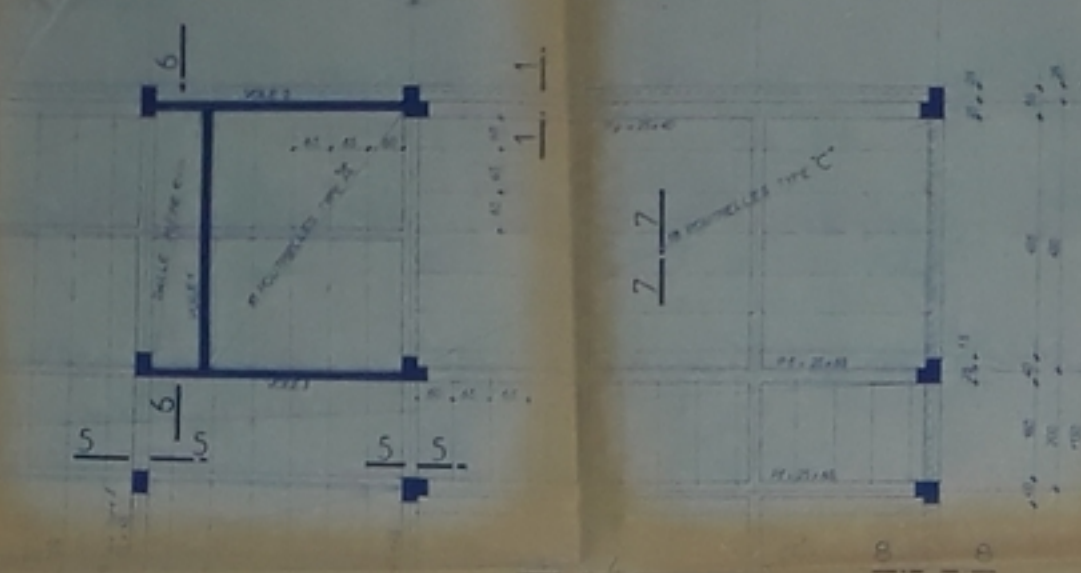
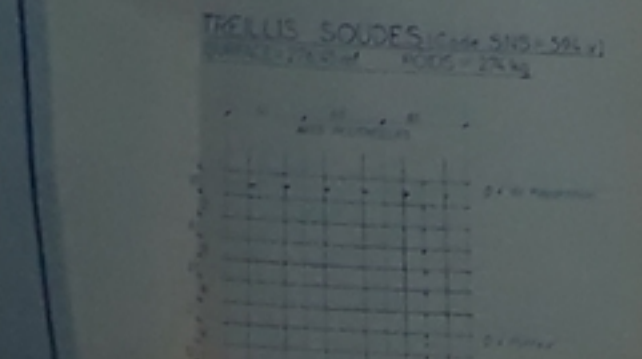
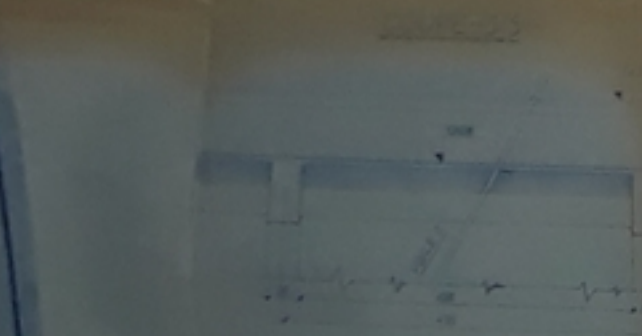
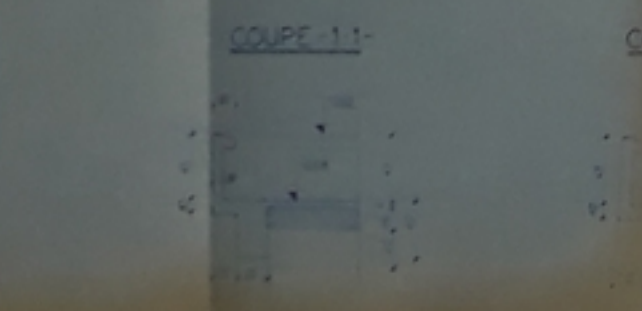
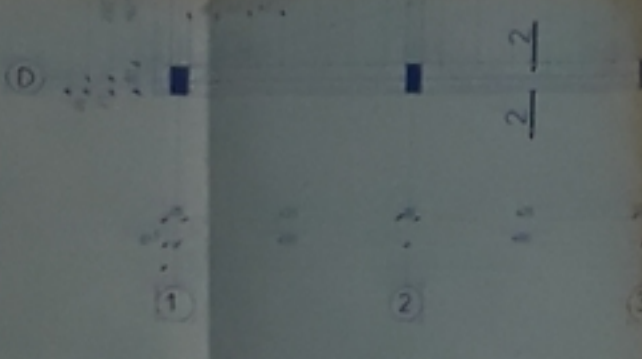
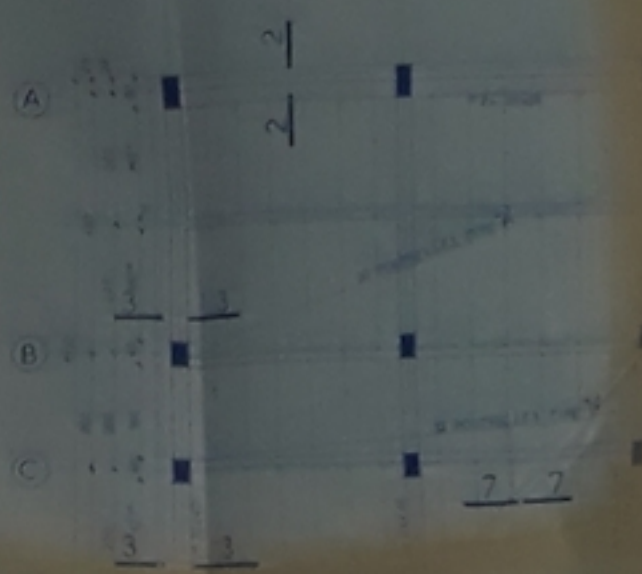
FERRAILLAGE DES POTEAUX 5D, 6C, 5C et 6

DATE: / /

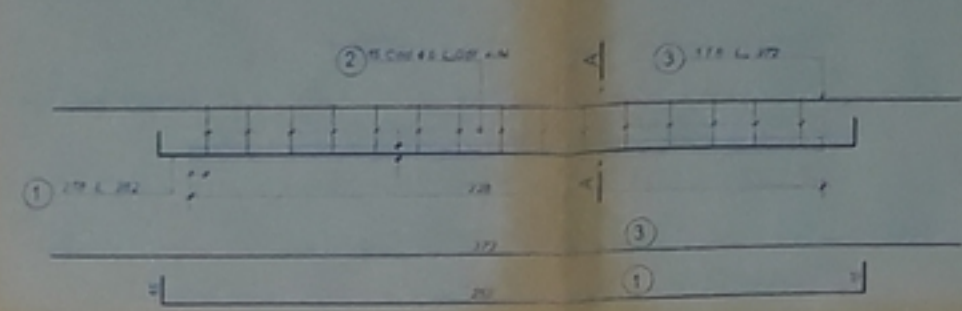
PROF: / /

MAITRE: / /

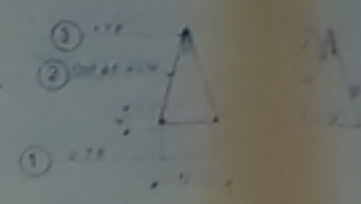




**POUTRELLES TYPE A 75 pieces**

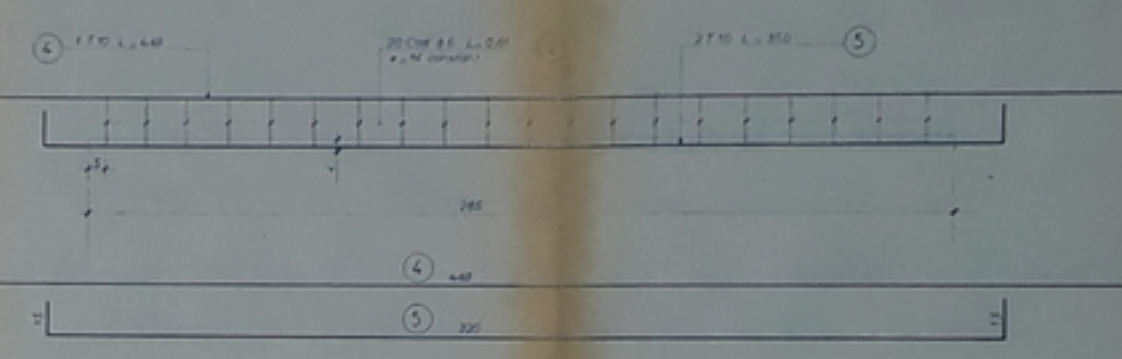


**COUPE A-A**

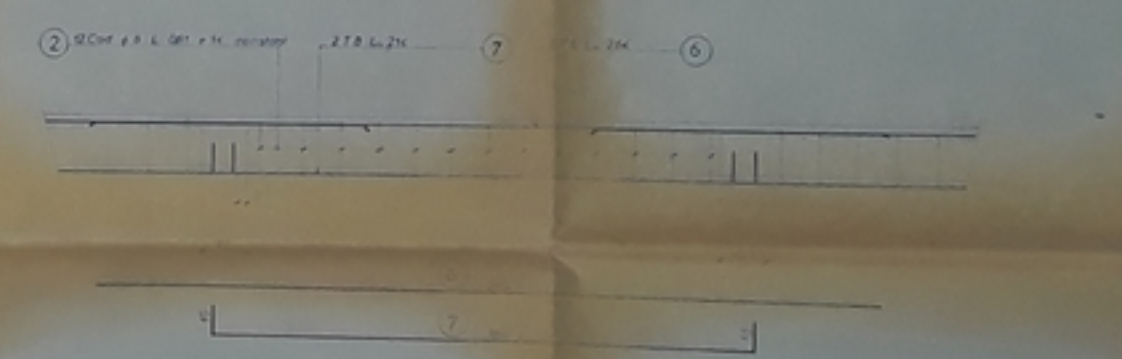


POUTRE  
12

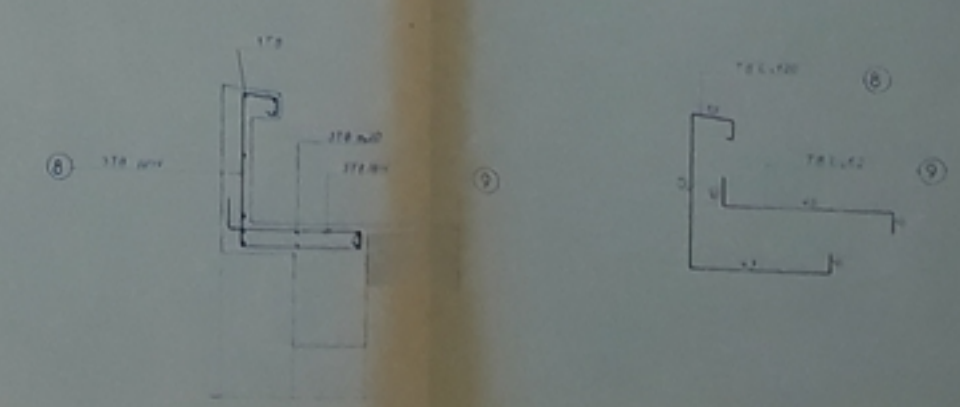
**POUTRELLES TYPE C 36 pieces**



**POUTRELLES TYPE B 32 pieces**



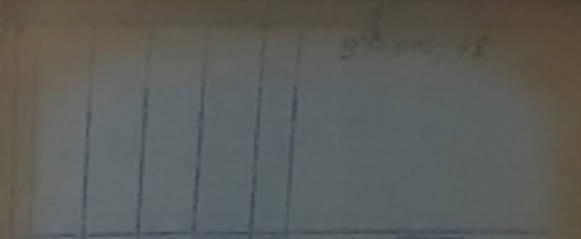
**FERRAILLAGE ACROTES**



NO	PROFIL	QUANTITE	REMARQUES
1	20 x 25	10	
2	20 x 30	15	
3	20 x 35	20	
4	20 x 40	25	
5	20 x 45	30	
6	20 x 50	35	
7	20 x 55	40	
8	20 x 60	45	
9	20 x 65	50	
10	20 x 70	55	
11	20 x 75	60	
12	20 x 80	65	
13	20 x 85	70	
14	20 x 90	75	
15	20 x 95	80	
16	20 x 100	85	
17	20 x 105	90	
18	20 x 110	95	
19	20 x 115	100	
20	20 x 120	105	
21	20 x 125	110	
22	20 x 130	115	
23	20 x 135	120	
24	20 x 140	125	
25	20 x 145	130	
26	20 x 150	135	
27	20 x 155	140	
28	20 x 160	145	
29	20 x 165	150	
30	20 x 170	155	
31	20 x 175	160	
32	20 x 180	165	
33	20 x 185	170	
34	20 x 190	175	
35	20 x 195	180	
36	20 x 200	185	

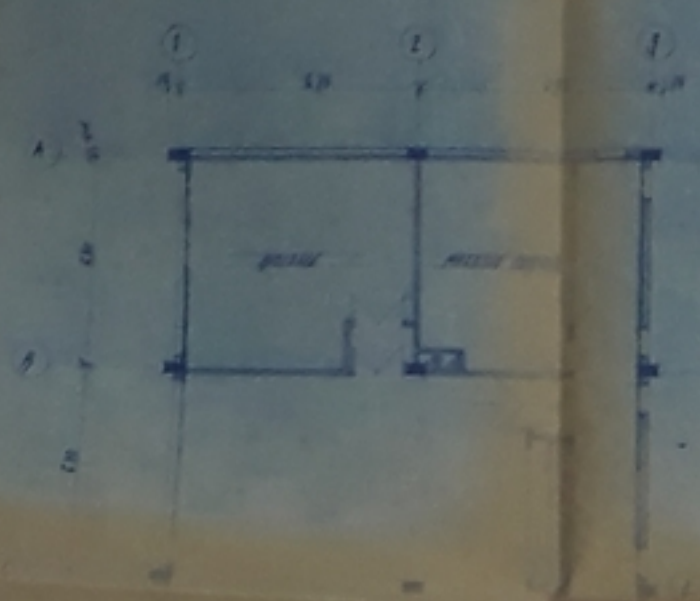
RECAPITULATIF

PROFIL	QUANTITE	REMARQUES
20 x 25	10	
20 x 30	15	
20 x 35	20	
20 x 40	25	
20 x 45	30	
20 x 50	35	
20 x 55	40	
20 x 60	45	
20 x 65	50	
20 x 70	55	
20 x 75	60	
20 x 80	65	
20 x 85	70	
20 x 90	75	
20 x 95	80	
20 x 100	85	
20 x 105	90	
20 x 110	95	
20 x 115	100	
20 x 120	105	
20 x 125	110	
20 x 130	115	
20 x 135	120	
20 x 140	125	
20 x 145	130	
20 x 150	135	
20 x 155	140	
20 x 160	145	
20 x 165	150	
20 x 170	155	
20 x 175	160	
20 x 180	165	
20 x 185	170	
20 x 190	175	
20 x 195	180	
20 x 200	185	

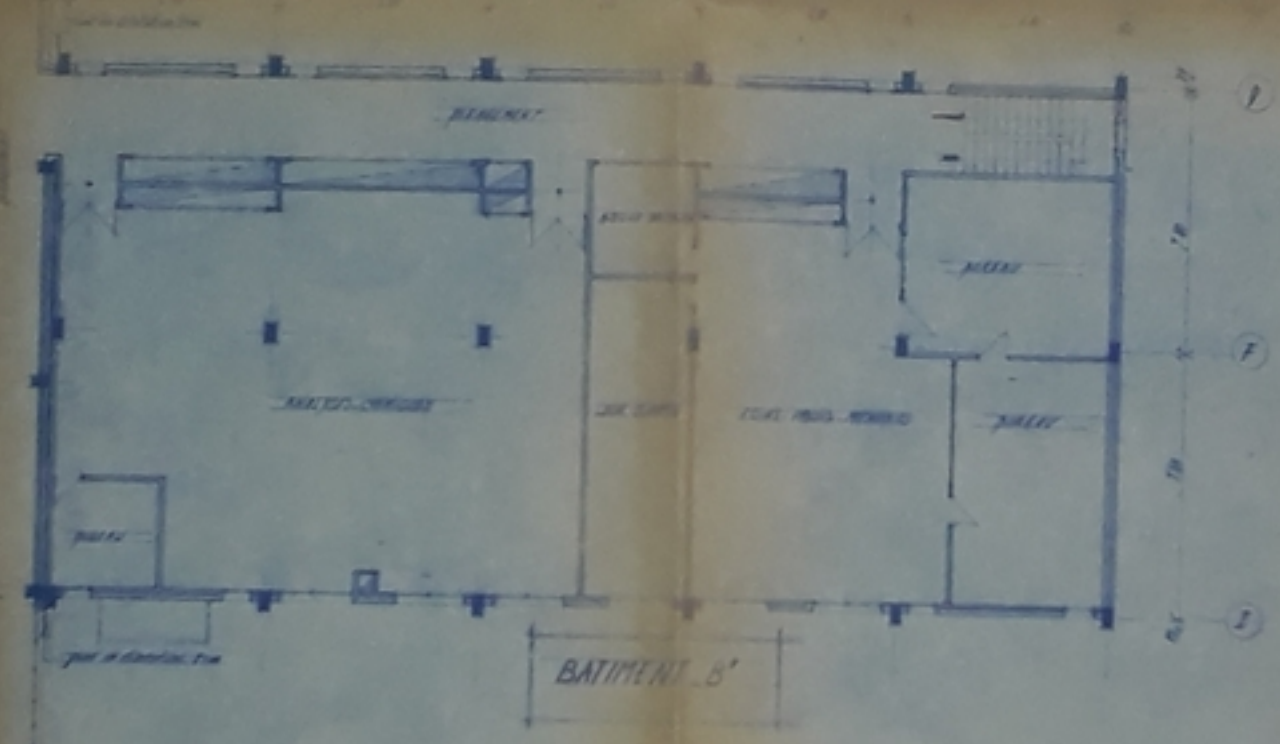
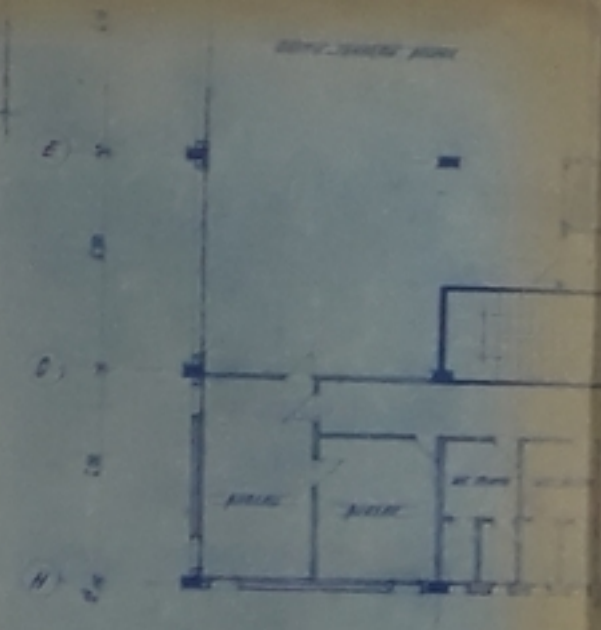


Universite d'Alger  
 ECOLE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 batiment administratif  
 COFFRAGE FERRAILLAGE-TOITURE  
 ENPA

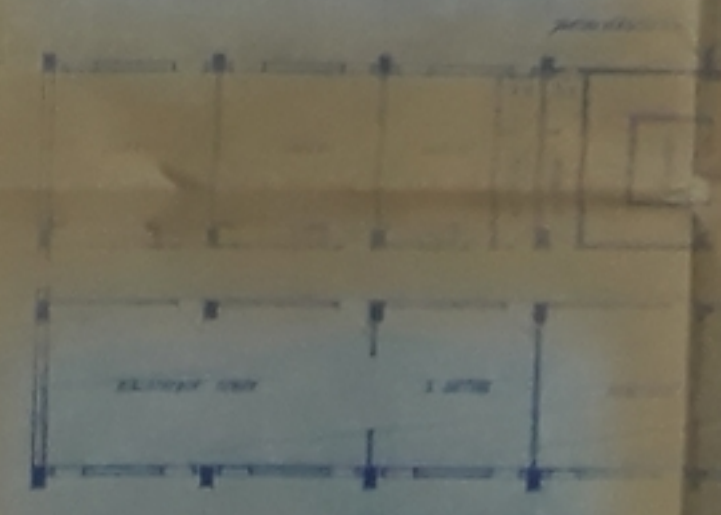




BATIMENT B



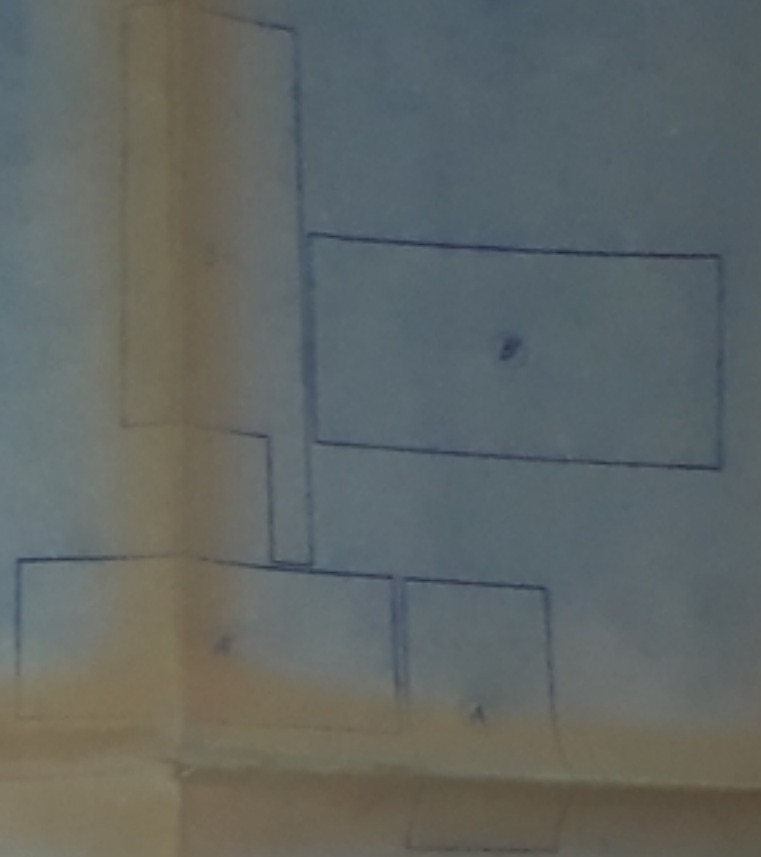
BATIMENT B'



BATIMENT A'



BATIMENT A



NOTA

Les dimensions indiquées sur les plans sont en mètres.

Les murs sont en maçonnerie de 20 cm d'épaisseur.

Les portes sont à l'ouverture vers l'intérieur.

Les fenêtres sont à l'ouverture vers l'extérieur.

Les escaliers sont à l'ouverture vers l'intérieur.

BP 01077

Université d'Alger  
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

PLAN D'ARCHITECTURE  
Niveau 1<sup>er</sup> Etage

MAITRE D'OUVRAGE  
M. EL BACHA, MAITRE  
D'OUVRAGE  
M. EL BACHA, MAITRE  
D'OUVRAGE

ENPA



